CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA CONSTRUCȚIILOR

DAN GHIOCEL
DAN LUNGU

ACȚIUNEA VÎNTULUI, ZĂPEZII ȘI VARIAȚIILOR DE TEMPERATURĂ ÎN CONSTRUCȚII

EDITURA TEHNICĂ

Scanned with OKEN Scanner

Prof. Ing. DAN GHIOCEL * Ing. DAN LUNGU

ACȚIUNEA VÎNTULUI, ZĂPEZII ȘI VARIAȚIILOR DE TEMPERATURĂ ÎN CONSTRUCȚII

EDITURA TEHNICĂ
BUCUREȘTI

Scanned with OKEN Scanner

Obiectul lucrării îl constituie principiile şi metodele moderne de evaluare a acţiunilor climatice asupra construcţiilor şi elementelor structurale.

Noţiunea de încărcare şi conceptul de siguranţă a structurilor sînt tratate unitar, într-o exprimare probabilistă.

Se prezintă în formă comparată valorile încărcărilor şi elementele teoretice care le fundamentează conţinute în prescripţiile din România, U.R.S.S., Franţa, S.U.A., R.F.G., Anglia, Italia etc.

Lucrarea se adresează inginerilor constructori şi studenţilor din facultăţile de construcţii.

Control ştiinţific: prof. ing. PANAIT MAZILU
Redactor: ing. EMILIA ILIE
Tehnoredactor: NICOLAE ŞERBĂNESCU
Coperta: NICOLAE NICOLAEV

Scanned with OKEN Scanner

L'ACTION DU VENT, DE LA NEIGE ET DES VARIATIONS DE TEMPERATURE SUR LES CONSTRUCTIONS

L'objet de l'ouvrage est constitué par les principes et les méthodes modernes d'évaluation des charges climatiques sur les constructions et les éléments structuraux.

La notion de charge et la concept de sécurité des structures sont traitée d'une façon omogène dans une expression probabiliste.

Chapitre 1, Les charges et la sécurité des structures, contient la formulation et l'interpretation probabiliste de la perte de capacité portante et du coéfficient de sécurité, la définition statistique des charges et des groupements de charges, le groupement des charges en régles techniques de calcul des constructions en différents pays, accidents dus aux charges climatiques.

Chapitre 2, L'action du vent sur les constructions, contient les éléments de la mécanique des fluides, les propriétes et la structure du vent, la réponse statique et dynamique des structures au vent.

On présente sous une forme comparée les valeurs des charges et les éléments théoriques qui servent de base, contenus dans les regles techniques de la République Socialiste de Roumanie, l'URSS, les Etats-Unis, la France, la République Fédérale d'Allemagne, l'Italie, l'Angleterre, etc.

Chapitre 3, L'action de la neige sur les constructions, contient des éléments concernant les propriétés physiques de la neige, la combinaison des effets de la neige et du vent, des regles concernant les agglomérations de neige dans toitures, etc.

Chapitre 4, L'action de la temperature climatique sur les constructions, contient des éléments concernant les variations de temperature de l'air exterieur et de la thermotechnique des constructions, ainsi que l'effet des variations de température sur les structures.

L'ouvrage s'efforce de systématiser l'état actuel des connaissances concernant les effets du vent, de la neige et de la température sur les constructions.

Scanned with OKEN Scanner

WIND, SNOW AND TEMPERATURE VARIATIONS LOADS ON STRUCTURES

The subject of the book is the principles and modern methods of computation the climatic loads on structures and structural elements.

The definition of loads and the concept of structural safety are treated unitary, on a probabilistic bases.

Chapter 1, Loads and safety of structures, comprises the probabilistic formulation and interpretation of ultimate strength and safety factor, the statistic definition of loads and combination of loads, the partial safety factors in the structural design codes from different countries, accidents due to climatic loads.

Chapter 2, Wind loads, comprises elements of fluid mechanics, wind properties and structure, the static and dynamic response of structures to the wind. There are presented, in a comparative manner, the design values of loads and the theoretical elements that substantiate them, containes in the structural design standards from Romania, USSR, USA, France, West Germany, Italy, Great Britain, etc.

Chapter 3, Snow loads on buildings, comprises elements related to the physical properties of snow, the combination of wind and snow effects, rules refferring to snow acumulations on the roofs.

Chapter 4, The action of climatic temperature on buildings comprises elements referring to the exterior air temperature variations, the heat engineering and the effects of temperature variations on structures.

The book tries to systematise the actual state of the knowledge in the field of wind, snow and temperature loads on structures and structural elements.

Scanned with OKEN Scanner

PREFAȚĂ

În cursul ultimelor decenii, în proiectarea structurilor de rezistență a construcțiilor s-a realizat un progres remarcabil, consecință a dezvoltării social-economice și tehnico-științifice generale.

În țara noastră, ca urmare a dezvoltării socialiste multilaterale a societății, s-au realizat și sînt în curs de proiectare sau execuție programe de construcții de o deosebită amploare. Știința a devenit un factor important în asigurarea dezvoltării economice și sociale și în lărgirea orizontului de cunoaștere.

În domeniul construcțiilor, abordarea pe baze noi, moderne, a problemelor legate de proiectarea și realizarea structurilor reprezintă o preocupare și o sarcină generală.

Lucrarea de față își propune, în spiritul celor menționate, să fie folositoare inginerilor constructori încercînd să pună la dispoziția acestora o concepție și o documentație modernă, care să conducă la o proiectare mai rațională a structurilor și implicit la reducerea prețului de cost a acestora.

Cartea tratează problema acțiunilor climatice și siguranța construcțiilor față de aceste acțiuni. Se prezintă principiile și metodele moderne de evaluare a încărcărilor din vînt, zăpadă și variații de temperatură asupra construcțiilor și elementelor structurale.

Noțiunea de încărcare și conceptul de siguranță a structurilor sînt tratate unitar, într-o exprimare probabilistă. Acest mod de exprimare este cel mai rațional, deoarece dintre toate acțiunile exterioare, cele climatice au un caracter tipic aleator.

Astfel, schimbările apărute în gîndirea inginerească în ultimii ani, prin trecerea de la conceptul „determinist" la conceptul „probabilist" în proiectarea construcțiilor, își găsesc ilustrarea în cazul de față prin definirea statistică a încărcărilor și interpretarea modernă a siguranței structurilor utilizînd teoria matematică a probabilității.

Scanned with OKEN Scanner

Lucrarea încearcă să sistematizeze stadiul actual al cunoștințelor privind efectele încărcărilor din vînt, zăpadă și variații de temperatură asupra construcțiilor.

O pondere sporită s-a acordat acțiunii vîntului potrivit complexității formelor sale de manifestare pe diferite tipuri de structuri. Efectele vîntului asupra construcțiilor au format de altfel tematica unor importante simpozioane științifice internaționale, organizate la Teddington (1963), Bratislava (1966), Toronto (1967), New York (1968), Tokio (1970) etc.

O atenție specială s-a acordat problemelor privind normarea încărcărilor climatice în țara noastră, încadrată de principalele prescripții din alte țări printr-o analiză comparată. Pentru interpretarea datelor, analiza comparată a fost extinsă și în domeniul siguranței structurilor (grupări de încărcări, coeficienți diferențiați aplicați sarcinilor și rezistențelor etc.). În această formă, autorii speră să ofere într-o concepție nouă, elemente utile activității inginerilor constructori din proiectare, cercetare și execuție.

În mod deosebit autorii sînt recunoscători prof. ing. Panait Mazilu pentru colaborarea științifică și sprijinul dat la definitivarea lucrării. De asemenea, ing. Traian Popp pentru unele sugestii date în faza inițială de elaborare a lucrării.

AUTORII

Scanned with OKEN Scanner

CUPRINS

Pag.

Prefață 7

1. Încărcări și siguranța structurilor 13

1.1. Considerații generale 13
1.2. Siguranța structurilor 16
1.2.1. Noțiuni generale 16
1.2.1.1. Siguranță 16
1.2.1.2. Probabilitate 17
1.2.1.3. Stare limită, stadiu ultim 18
1.2.1.4. Teoria stochastică a structurilor 18
1.2.2. Formularea analitică a problemei siguranței structurilor 19
1.2.2.1. Modele probabiliste. Notații 19
1.2.2.2. Calculul probabilității de pierdere a capacității portante 23
1.2.2.3. Formularea și interpretarea probabilistă a coeficientului de siguranță 29
1.2.2.4. Postulate ale calculului siguranței pe baze probabiliste 41
1.2.2.5. Concluzii 42
1.2.3. Conceptul de siguranță cu privire la încărcări în prescripțiile actuale de proiectare 43
1.2.3.1. Gruparea încărcărilor în prescripțiile de proiectare pentru structuri metalice și de beton armat în țara noastră. . . 43
1.2.3.2. Conceptul de siguranță cu privire la încărcări în Instrucțiunile SNIP II—B, 1—62, Recomandările CEB—FIP 1970 și Codul ACI 318—71 46
1.2.3.3. Analiza comparată a prescripțiilor CEB—FIP 1970 și ACI 318—71. 54
1.2.3.4. Grupări de încărcări în alte prescripții pentru proiectarea betonului armat 59
1.2.3.5. Gruparea încărcărilor în prescripțiile de proiectare a structurilor metalice în domeniul elastic 62
1.2.3.6. Gruparea încărcărilor în prescripțiile de proiectare a structurilor metalice în domeniul plastic 64
1.2.3.7. Concluzii 66
1.3. Încărcări și rezistențe. 76
1.3.1. Clasificarea încărcărilor 76
1.3.2. Definirea statistică a încărcărilor 78
1.3.2.1. Generalități 78

Scanned with OKEN Scanner

1.3.2.2. Încărcări permanente 79
1.3.2.3. Încărcări utile 80
1.3.2.4. Reducerea încărcărilor utile 82
1.3.2.5. Încărcări climatice 86
1.3.3. Studiul statistic al grupărilor de încărcări 88
1.3.4. Definirea statistică a rezistențelor 91
1.4. Accidente datorite acțiunilor climatice 97
1.4.1. Accidente 97
1.4.2. Accidente datorite acțiunilor climatice 98
1.4.3. Responsabilități 104

2. Acțiunea vîntului asupra construcțiilor 106

2.1. Elemente de dinamica fluidelor 106
2.1.1. Proprietățile fluidelor și influența lor asupra mișcării fluidelor. 106
2.1.2. Ecuații fundamentale în dinamica fluidelor 110
2.1.3. Principiile mișcării irotaționale 114
2.1.4. Mișcarea fluidelor vîscoase 116
2.1.5. Teoria stratului limită 118
2.2. Proprietățile și structura vîntului 128
2.2.1. Înregistrări ale vitezei vîntului 128
2.2.2. Medierea vitezei 132
2.2.3. Profilul vitezei pe înălțime 135
2.2.4. Proprietăți climatice ale vitezei vîntului. Valori extreme . . 139
2.2.5. Turbulența vîntului 147
2.2.6. Scara Beaufort pentru intensitatea vîntului 155
2.2.7. Presiunea vîntului 156
2.3. Acțiunea dinamică a vîntului asupra construcțiilor 160
2.3.1. Turnuri, coșuri de fum, antene 160
2.3.1.1. Considerații generale 160
2.3.1.2. Acțiunea rafalelor 166
2.3.1.3. Acțiunea vîrtejurilor 167
2.3.1.4. Oscilații autoexcitate (galopare) 186
2.3.1.5. Vibrația structurii în secțiune transversală 188
2.3.1.6. Acțiunea vîntului la structuri zvelte învecinate 189
2.3.1.7. Măsuri de prevenire a fenomenelor de instabilitate la turnuri și coșuri de fum 190
2.3.2. Clădiri înalte 192
a.3.2.1. Considerații generale 192
2.3.2.2. Spectre de răspuns pentru acțiunea vîntului 193
2.3.2.3. Criterii de exploatare normală și confort 195
2.3.2.4. Încercări în tuneluri aerodinamice și pe construcții reale 199
2.3.3. Structuri cu cabluri 205
2.3.3.1. Linii electrice 205
2.3.3.2. Acoperișuri pe cabluri 209
2.3.3.3. Poduri suspendate 216
2.4. Prescripții pentru acțiunea vîntului pe construcții 229
2.4.1. Prescripții tehnice, standarde, normative, coduri 229
2.4.2. Viteza și presiunea vîntului 232
2.4.2.1. Medierea vitezei vîntului 232
2.4.2.2. Definirea statistică a vitezei vîntului 232
2.4.2.3. Variația vitezei vîntului cu înălțimea deasupra terenului 234
2.4.2.4. Presiunea dinamică a vîntului 235

Scanned with OKEN Scanner

2.4.3. Forţe din vînt pentru structuri cu răspuns static 236
2.4.4. Coeficienţi aerodinamici pentru construcţii şi structuri 247
2.4.4.1. Construcţii închise, de formă dreptunghiulară în plan, cu acoperişuri cu una sau două pante 247
2.4.4.2. Construcţii deschise de formă dreptunghiulară în plan 252
2.4.4.3. Construcţii de formă dreptunghiulară în plan cu acoperiş cilindric 253
2.4.4.4. Structuri cu zăbrele. Grinzi şi turnuri 256
2.4.4.5. Construcţii în formă de turn. Turnuri cilindrice şi prismatice 263
2.4.4.6. Peroane 275
2.4.4.7. Fire şi cabluri 276
2.4.4.8. Şeduri şi luminătoare 281
2.4.4.9. Construcţii sferice 282
2.4.4.10. Steaguri 283
2.4.4.11. Forţe tangenţiale 284
2.4.4.12. Acţiuni locale 285
2.4.4.13. Acţiuni de ansamblu 286
2.4.5. Forţe din vînt pe structuri cu răspuns dinamic 287
2.4.5.1. Acţiuni dinamice exercitate de vînt, paralel cu direcţia de mişcare a aerului 288
2.4.5.2. Calculul forţelor aerodinamice de antrenare din vînt pe structuri cu răspuns dinamic 297
2.4.5.3. Acţiuni dinamice exercitate de vînt, perpendicular pe direcţia de mişcare a aerului 299
2.4.5.4. Acţiuni rezultante. 301

3. Acţiunea zăpezii asupra construcţiilor 302

3.1. Generalităţi 302
3.2. Proprietăţile fizice ale zăpezii 303
3.3. Greutatea specifică a zăpezii 304
3.4. Proprietăţi climatice ale zăpezii. Valori extreme 307
3.5. Încărcări de bază din zăpadă 315
3.6. Combinarea efectelor vîntului cu zăpadă. Viscolul. 320
3.7. Coeficienţi de aglomerare. Încărcări din zăpadă pe acoperişuri. . . . 326
3.8. Modelarea aglomeraţiilor de zăpadă. 331
3.9. Chiciura 333

4. Acţiunea variaţiilor de temperatură climatice asupra construcţiilor 335

4.1. Temperatura şi zonarea climatică 335
4.2. Variaţiile de temperatură ale aerului exterior şi termotehnica construcţiilor 337
4.2.1. Parametrii normaţi ai climatului interior 337
4.2.2. Stabilirea temperaturilor climatice extreme pentru calculele termotehnice 337
4.3. Efectele variaţiilor de temperatură climatice şi măsuri constructive . . 344
4.3.1. Forme de manifestare şi posibilităţi de prevenire 344
4.3.2. Intervalul de variaţie a temperaturii exterioare. Rosturi de dilatare 349
4.3.3. Adîncimea minimă de îngheţ 354
4.3.4. Dilatarea şi fisurarea betonului datorite variaţiilor de temperatură. 356

Scanned with OKEN Scanner

Istoria ne prezintă știința în progres constant, modificînd și revizuind fără încetare cunoștințele cîștigate și interpretarea lor. Ea ne arată cum trecutul, cu toate insuficiențele lui, prepară prezentul.

Nu trebuie să uităm că, așa după cum o dovedește istoria științelor, fiecare progres al cunoștințelor noastre pune mai multe probleme decît rezolvă, și că în acest domeniu descoperirea fiecărui nou teritoriu ne face să întrevedem imense continente încă necunoscute.

LOUIS DE BROGLIE

1. ÎNCĂRCĂRI ȘI SIGURANȚA STRUCTURILOR

1.1. CONSIDERAȚII GENERALE

În secolul I î.e.n. arhitectul și scriitorul Vitruviu Polio, în tratatul său „De Arhitectura", caracteriza astfel cunoștințele pe care trebuia să le aibă un constructor pe vremea aceea : „El trebuie să știe să scrie, să fie talentat în desen, cunoscător în geometrie, să cunoască aritmetica, să fie la curent cu istoria, să fi ascultat filozofia, să priceapă muzica, să aibă cunoștințe de igienă, să știe dreptul și să fi studiat știința cerului și stelelor".

După cum se vede, constructorul trebuia să posede un bagaj de cunoștințe variat și foarte bogat. Este drept că pe acea vreme construcțiile ajunseseră deja o artă a cărei valoare este și astăzi mult apreciată. Totuși, această artă era pe atunci bazată exclusiv pe intuiție, experiență și tradiție și aceste caractere s-au păstrat încă sute și sute de ani, arta construcțiilor beneficiind destul de tîrziu de aportul științei.

Scanned with OKEN Scanner

Practic, în secolul al XIX-lea matematica şi mecanica şi-au făcut drum în metodele de concepţie şi proiectare a construcţiilor şi astfel de abia atunci se poate vorbi despre naşterea ştiinţei construcţiilor (deşi legea lui Hooke şi formula lui Euler de la flambaj fuseseră enunţate încă din anul 1676 şi respectiv 1744).

Folosirea metodelor ştiinţifice în rezolvarea problemelor de proiectare a structurilor implică în primul rînd cunoaşterea proprietăţilor fizico-mecanice ale materialelor şi definirea acţiunilor exterioare pe construcţii (încărcări).

În al doilea rînd, proiectarea unei structuri pentru un scop dat presupune alegerea unui anumit tip de structură (schelet) sau sistem structural. Această opţiune se face, în condiţiile particulare ale fiecărei teme de proiectare, astfel încît structura să satisfacă următoarele criterii generale :

— să fie rezistentă şi sigură (reliabilă) ;
— să satisfacă funcţiunea căreia îi este destinată ;
— să fie durabilă ;
— să fie economică ;
— să fie estetică.

Se constată că arta de a proiecta nu este uşor de redus la o ştiinţă, deoarece schema logică include în afară de factori tehnici şi economici, şi factori funcţionali şi estetici.

O dată cunoscute materialele, încărcările şi sistemul structural, etapa următoare este un proces de calcul care se desfăşoară iterativ şi prin încercări. Scopul său final este obţinerea formelor şi dimensiunilor cele mai raţionale atît pentru elementele construcţiei, cît şi pentru construcţie în ansamblu.

Costul unei structuri se consideră de obicei un indicator al eficienţei sale economice. El este în general mai mult sau mai puţin proporţional cu greutatea structurii, astfel încît se poate spune că dintre două structuri, ambele adecvate aceluiaşi scop, din aceleaşi materiale şi cu aceleaşi calităţi funcţionale, este de preferat cea mai uşoară. Greutatea structurii poate fi astfel aleasă drept criteriu de optimizare.

În proiectarea structurilor există evident o limită inferioară de greutate pentru condiţiile de încărcare date ; dar o structură de greutate minimă este o bază corectă pe care se poate aprecia eficienţa, bineînţeles, cîtă vreme rezistenţa, reliabilitatea, durabilitatea şi funcţionalitatea sînt respectate.

Alegerea unui anumit sistem structural nu depinde numai de inginerul „de rezistenţă" ci de multe ori şi de configuraţia volumelor necesare pentru o funcţiune dată, de deschiderile şi înălţimile cerute prin temă, de limitele impuse pentru dimensiunile structurii, de modu-

Scanned with OKEN Scanner

larea de arhitectură, de soluțiile adoptate la instalațiile de ventilare-climatizare, încălzire, sanitare și electrice etc.

În multe cazuri, proiectantul poate fi pus și în fața unor situații pentru care nu există criterii și rutină, iar standardele curente nu sînt aplicabile; în aceste condiții, munca inginerului devine o problemă de talent, cultură tehnică, imaginație și conștiință.

Siguranța structurilor, în ciuda formulărilor și calculelor teoretice, este un concept care antrenează mai mult decît oricare altul elementele de judecată, experiență, intuiție și simț practic.

Asigurarea securității construcțiilor implică cunoștințe matematice, dar în esență nu este un proces matematic.

De multe ori siguranța unei structuri depinde de siguranța cîtorva elemente critice. Nu este în mod necesar adevărat, pentru orice structură, că suprasarcini locale se pot prelua, sau că pierderea capacității portante locale se poate evita, prin capacitatea structurii de a redistribui sarcinile în alte zone.

Pentru condiții de solicitare extreme, peste valorile normale ale solicitărilor de exploatare, siguranța se poate asigura fie direct, prin anumite rezolvări constructive, fie indirect, prin majorarea nivelului acceptat pentru siguranța structurii în condiții de solicitare normale.

Măsurile constructive pot include căi alternative de descărcrea a sarcinilor, rosturi și alcătuiri capabile să confere structurii rezerve suficiente de rezistență, stabilitate și deformabilitate la solicitări neprevăzute. A apărut, prin urmare, ideea verificării la solicitări neprevăzute, astfel ca în caz de producere, acestea să rămînă localizate, iar structura să aibă posibilitatea descărcării pe altă cale a sarcinilor la fundații.

În structurile obișnuite sînt numeroase efecte secundare care se neglijează atît în calcule cît și în detalierea proiectului, deoarece siguranța acceptată pentru efectele principale ale acțiunilor pe structură se consideră acoperitoare. Importanța relativă a acestor efecte crește pe măsură ce dimensiunile sau proporțiile structurii cresc. Se ajunge astfel ca la anumite structuri speciale ca alcătuire, proporții, deschideri, înălțimi, condiții de încărcare și materiale, ponderea parametrilor care determină concepția și rezolvarea de detaliu să se modifice sau chiar să se inverseze.

În legătură cu proiectarea structurilor A. Pugsley recomandă în lucrarea sa [176], printre altele, următoarele:

1) să nu se extrapoleze rezultatele rutinei și experienței și să fie încurajată activitatea de pionerat tehnic;

Scanned with OKEN Scanner

2) să se dea cea mai mare atenţie posibilă grupărilor (combinaţiilor) de încărcări plauzibile şi interacţiunii sarcini-deformaţii;
3) să se evite tratarea oricărei structuri ca solid rigid;
4) să nu se lucreze cu date incorecte etc.

Nivelul de siguranţă acceptat depinde de implicaţiile economice sau morale ale unui accident. Se acceptă de obicei majorări ale nivelului general al siguranţei la halele care adăpostesc procese tehnologice speciale, cu echipament scump, la săli de mare capacitate pentru întruniri, expoziţii, sport etc.

1.2. SIGURANŢA STRUCTURILOR

1.2.1. NOŢIUNI GENERALE

1.2.1.1. **Siguranţă.** Construcţiile reprezintă înainte de toate o artă, bazată la început pe intuiţie, apoi pe experienţă şi în epoca modernă pe criterii ştiinţifice. Fuziunea între intuiţie, experienţă şi ştiinţă în gîndirea omului constructor explică realizările remarcabile ale societăţii contemporane : poduri cu deschidere peste 1 km, antene şi turnuri de 500 m, acoperişuri cu deschideri pînă la 200 m, clădiri cu peste 100 de etaje, reactoare nucleare etc.

Progresul ştiinţelor inginereşti se bazează astăzi pe îmbinarea cercetărilor teoretice cu rezultatele încercărilor practice. Cu ajutorul acestora realitatea obiectivă este transformată într-un model fizico-matematic. Transformarea este însă imperfectă şi, de aceea, concluziile calculelor inginereşti, făcute pe model, trebuie transpuse în realitate afectate de măsuri de siguranţă.

Sarcinile siguranţei structurilor sînt neobişnuit de grele, întrucît trebuie să aşeze conceptul de siguranţă în lumea fizică în care „absolutul nu există iar cunoaşterea este imperfectă" (Freudenthal). Abordarea probabilistă a subiectului poate fi considerată un moment de răscruce al căutărilor inginereşti pentru progres tehnic.

Siguranţa nu este un concept absolut, ci relativ. Un anumit coeficient de siguranţă corespunde unui anumit nivel al probabilităţii de accident şi deci unui anumit grad de siguranţă. Modificînd valoarea acestui coeficient, acest grad se modifică. Invers, pentru un nivel apriori stabilit pentru siguranţa unei construcţii corespunde o anumită valoare a coeficientului de siguranţă. Această valoare depinde, se înţelege, de aceiaşi parametri de care depinde probabilitatea unei comportări sigure : variaţiile aleatoare ale încărcărilor şi rezistenţelor, tipul de structură, destinaţia şi funcţiunile sale, respectiv consecin-

Scanned with OKEN Scanner

țele economice ale unui accident, nivelul cunoștințelor inginerești de proiectare, calitatea execuției etc. Coeficientul trebuie definit astfel încît să reflecte toți acești parametri într-o formă condensată și clară, ușor de aplicat în practică.

În general, se spune despre o structură că este sigură dacă poate prelua orice combinații posibile ale încărcărilor exterioare în tot timpul existenței sale, continuînd în același timp să servească fără prejudicii funcțiunile pentru care a fost construită.

Scopul urmărit de proiectant este de a obține gradul necesar de siguranță în condiții economice și în acest sens proiectarea construcțiilor trebuie privită din punctul de vedere al realizării unui echilibru optim între funcțiune, economie, siguranță și estetică.

Realizarea siguranței în mod economic, respectiv realizarea economiilor în condiții de siguranță, constituie un scop fundamental al activității proiectantului.

Atingerea acestui scop este posibilă prin întrebuințarea unor metode moderne sau procedee noi de execuție și proiectare, dar cu luarea în considerare a condițiilor tehnice și economice naționale.

1.2.1.2. **Probabilitate.** Rolul fundamental al teoriei probabilității în analiza siguranței este astăzi unanim recunoscut în toate ramurile ingineriei.

Formularea probabilistă a problemelor siguranței în ingineria de construcții datează de aproape trei decenii. În anii din urmă s-au făcut eforturi însemnate pentru așezarea calculului structurilor pe baze probabiliste într-o formă practică și accesibilă proiectării.

Se știe că aprecierea încărcărilor și rezistențelor este supusă incertitudinilor; ele sînt mărimi aleatoare, de natură statistică. Apariția unor sarcini cu valori exagerate simultan cu existența unor valori reduse ale rezistențelor, deși nu este un fenomen de natură statistică, are de fapt tot un caracter aleator. Se poate formula deci ideea că acțiunile exterioare, rezistențele și răspunsul structurilor sînt în esență de natură probabilistă. Tratarea împreună a acestora ca variabile aleatoare nu este posibilă deocamdată decît pentru unele cazuri simple.

Totuși, definirea probabilistă numai a sarcinilor și rezistențelor, păstrînd pentru calculul de rezistență (static sau dinamic) metodele acceptate în teoria structurilor, corespunde posibilităților și necesităților tehnice actuale. Trebuie accentuat că utilizarea modelelor probabiliste pentru realitatea fizică nu înseamnă negarea ci perfecționarea metodelor tradiționale de calcul.

Aplicarea conceptelor probabiliste în faza actuală a cunoștințelor inginerești are de întîmpinat și numeroase dificultăți, cum ar fi: racordarea cu metodele de calcul deterministe, alegerea modelelor

Scanned with OKEN Scanner

probabiliste, determinarea parametrilor modelului, interpretarea rezultatelor şi informaţiilor, alegerea domeniilor raţionale din proiectarea construcţiilor la care introducerea metodelor probabiliste să se facă cu prioritate etc. Rezolvarea acestora, şi a altora care pot să apară pe parcursul procesului de integrare în domeniul construcţiilor a metodelor de calcul probabiliste, este sarcina anilor care vin şi a cercetătorilor care se ocupă de aceste probleme.

1.2.1.3. **Stare limită, stadiu ultim.** O structură, sau o parte din structură, devine inaptă faţă de funcţiunea pe care o îndeplineşte cînd atinge un stadiu particular de comportare fizico-mecanică denumit stare limită sau stadiu ultim.

Stările limită pot fi clasate în două categorii : stări limită ale capacităţii portante şi stări limită ale exploatării. Prima categorie corespunde valorilor maxime ale capacităţii portante ; a doua depinde de criteriile de exploatare normală sau de durabilitate acceptate.

Stările limită ale capacităţii portante cuprind : ruperea secţiunilor critice ale elementelor structurale, transformarea structurii în mecanism, pierderea stabilităţii unei părţi din structură sau a structurii în ansamblu, oboseala.

Stările limită ale exploatării cuprind deformaţii, vibraţii, fisuri şi coroziune, peste limitele acceptate pentru exploatarea normală.

Un stadiu limită, sau ultim, pentru o structură se poate atinge prin intervenţia unei suite de factori aleatori, cum ar fi : incertitudini cu privire la rezistenţele materialelor utilizate şi puse în operă, incertitudini cu privire la încărcări, imposibil de a fi definite cu exactitate pentru toată existenţa construcţiei, diferenţe între valorile reale ale eforturilor interioare şi valorile lor calculate (în limitele ipotezelor şi simplificărilor teoriei structurilor) etc., care se pot combina între ei în sensul dezavantajos pentru siguranţa structurii.

1.2.1.4. **Teoria stochastică a structurilor.** Fiecărei stări limită (stadiu ultim) al capacităţii portante, sau al exploatării, îi corespunde o distribuţie statistică care reprezintă probabilitatea ca această stare limită să fie atinsă pentru o valoare dată a acţiunii exterioare. Distribuţia statistică cuprinde toate datele, experimentale şi teoretice, cu privire la comportarea structurii în cadrul stării limită respective.

O analiză probabilistă completă a unei construcţii necesită cunoaşterea legilor de distribuţie a încărcărilor, variabilităţii proprietăţilor mecanice ale materialelor şi variaţiilor dimensiunilor geometrice ale elementelor structurii. Obţinerea distribuţiilor, respectiv cunoaşterea legilor de distribuţie a eforturilor din distribuţiile statistice ale proprietăţilor mecanice ale materialelor, din distribuţiile statistice ale dimensiunilor elementelor şi din distribuţiile statistice ale încărcărilor, constituie subiectul teoriei stochastice a structurilor.

Scanned with OKEN Scanner

Metoda ideală de calcul este determinarea statistică a eforturilor, pe baza stadiului limită al ansamblului structurii, iar apoi determinarea statistică a comportării diferitelor elemente, pentru acest stadiu limită.

Scopul calculului este menținerea unei probabilități de a atinge un anumit stadiu limită sub o valoare dinainte stabilită pentru tipul de structură considerat. Alegerea unor probabilități corespunzătoare pentru siguranța construcțiilor depinde de criteriile inginerești de proiectare și urmărește obținerea unui cost optim în limitele siguranței acceptate.

Un studiu probabilist complet de felul celui schițat mai înainte este încă foarte dificil la nivelul cunoștințelor de astăzi [27].

1.2.2. FORMULAREA ANALITICĂ A PROBLEMEI SIGURANȚEI STRUCTURILOR

1.2.2.1. **Modele probabiliste. Notații.** În fig. 1 sînt schițate densitățile de probabilitate (funcțiile de frecvență) pentru sarcini și rezistențe: $f_S(x)$, respectiv $f_R(x)$. Zona de suprapunere a celor două

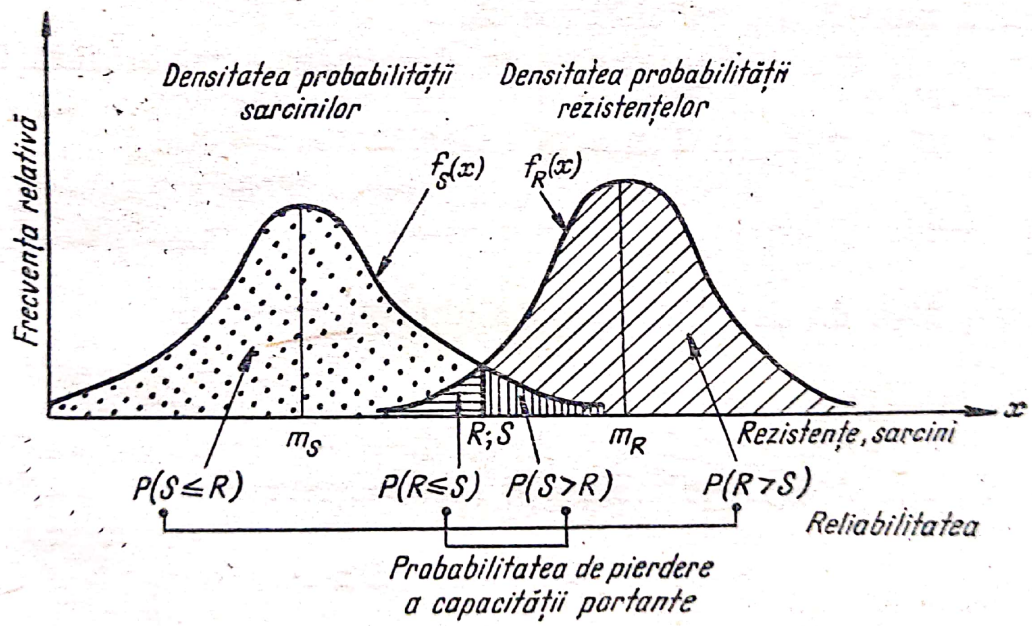


Fig. 1. Modelul R, S.

funcții implică posibilitatea ca un element cu o rezistență redusă să fie solicitat de o încărcare exagerată, ajungîndu-se la accident (avarierea sau ruperea elementului). Reprezentarea din fig. 1 este simbolică. S trebuie înțeles ca efectul sarcinilor pe structură, exprimat în eforturi unitare σ sau τ. R este rezistența materialului exprimată tot în eforturi unitare σ sau τ. Prin urmare, $x = \sigma$ sau $x = \tau$.

Scanned with OKEN Scanner

Dacă notăm coordonatele punctului de intersecţie a celor două curbe pe axa absciselor cu S (pe scara întrebuinţată pentru sarcini), şi respectiv cu R (pe scara întrebuinţată pentru rezistenţe), atunci se pot defini următoarele probabilităţi :

— probabilitatea $P(S \leqslant R)$, ca S să fie mai mic sau egal cu rezistenţa R, reprezentată de aria haşurată sub $f_S(x)$, în stînga ordonatei R;

— probabilitatea $P(S > R)$, ca S să fie mai mare decît rezistenţa R, reprezentată de aria haşurată sub $f_S(x)$, în dreapta ordonatei R;

— probabilitatea $P(R \leqslant S)$, ca rezistenţa R să fie mai mică sau egală cu S, reprezentată de aria de sub $f_R(x)$, în stînga ordonatei S;

— probabilitatea $P(R > S)$, ca rezistenţa R să fie mai mare decît S, reprezentată de aria de sub $f_R(x)$, în dreapta ordonatei S.

Probabilităţile $P(S > R)$ şi $P(R \leqslant S)$ reprezintă probabilitatea de pierdere a capacităţii portante, de accident, sau de rupere, P_r.

Probabilităţile $P(R > S)$ şi $P(S \leqslant R)$ sînt o măsură a siguranţei şi poartă numele de reliabilitate, L.

Cum aria totală sub curba de densitate a probabilităţii este prin definiţie 1, urmează că probabilitatea de pierdere a capacităţii portante este egală cu 1 minus reliabilitatea :

$$P_r = 1 - L \tag{1}$$

respectiv, faţă de densitatea probabilităţii sarcinilor

$$P(S > R) = 1 - P(S \leqslant R)$$

şi faţă de densitatea probabilităţii rezistenţelor

$$P(R \leqslant S) = 1 - P(R > S).$$

Ideea discutării siguranţei structurilor prin suprapunerea funcţiunilor de densitate a probabilităţii pentru sarcini şi pentru rezistenţe şi definirea pe această cale a probabilităţii de rupere şi a reliabilităţii structurale a apărut în anul 1930 în legătură cu analiza accidentelor avioanelor militare în Anglia. În ultimele două decenii a fost studiată şi aplicată şi în domeniul structurilor de construcţii iniţiativa aparţinînd lui Freudenthal şi Pugsley.

Scanned with OKEN Scanner

Cele două funcţii de densitate a probabilităţii pentru sarcini şi rezistenţe, $f_S(x)$ şi $f_R(x)$, pot fi condensate în funcţia de densitate a probabilităţii pentru variabila aleatoare $R - S$ (rezistenţă minus efectul încărcării), reprezentată în fig. 2, cu exprimarea simbolică folosită în fig. 1($x=\sigma$ sau $x=\tau$).

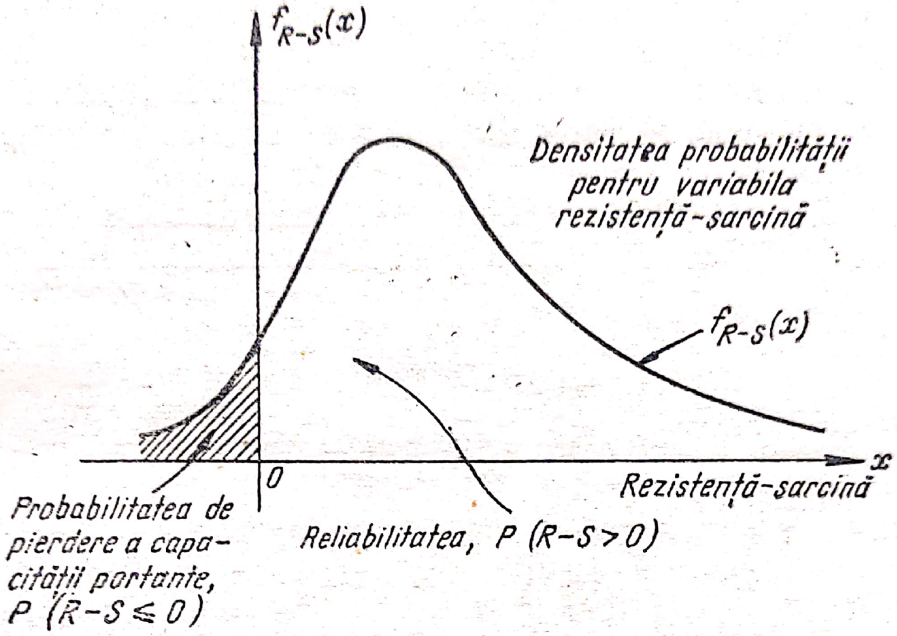


Fig. 2. Modelul $R-S$ [202].

Probabilitatea de pierdere a capacităţii portante, respectiv domeniul în care efectul sarcinii depăşeşte rezistenţa, se defineşte

$$P_r = P\,(R - S \leqslant 0)$$

şi reprezintă aria de sub funcţia $f(R - S)$ de la $-\infty$ la zero.

Reliabilitatea, respectiv domeniul de comportare sigură a structurii faţă de variaţiile aleatoare ale sarcinii şi rezistenţei, este

$$L = 1 - P_r = P\,(R - S > 0)$$

şi reprezintă aria de sub funcţia $f(R - S)$ de la zero la $+\infty$.

Din punct de vedere inginerese, este uneori mai semnificativ a considera în locul variabilei $R - S$, variabila aleatoare R/S (raportul rezistenţă pe efectul sarcinii).

În acest caz, probabilitatea P_r se exprimă

$$P_r = P\,(R/S \leqslant 1)$$

Scanned with OKEN Scanner

iar reliabilitatea,

$$L = 1 - P_r = P\,(R/S > 1).$$

Notații. Fie x o variabilă aleatoare oarecare. Caracterul variației și trăsăturile sale fundamentale se pun în evidență, după cum se știe, cu ajutorul histogramei frecvențelor relative. Pe axa orizontală este fixat domeniul de variație pentru x subîmpărțit în intervale de valori, iar pe axa verticală se reprezintă scara pentru frecvențele relative (frecvența relativă este raportul între frecvența absolută de apariție a unei anumite valori a variabilei și numărul total de observații). Histograma se obține construind pentru fiecare interval un dreptunghi

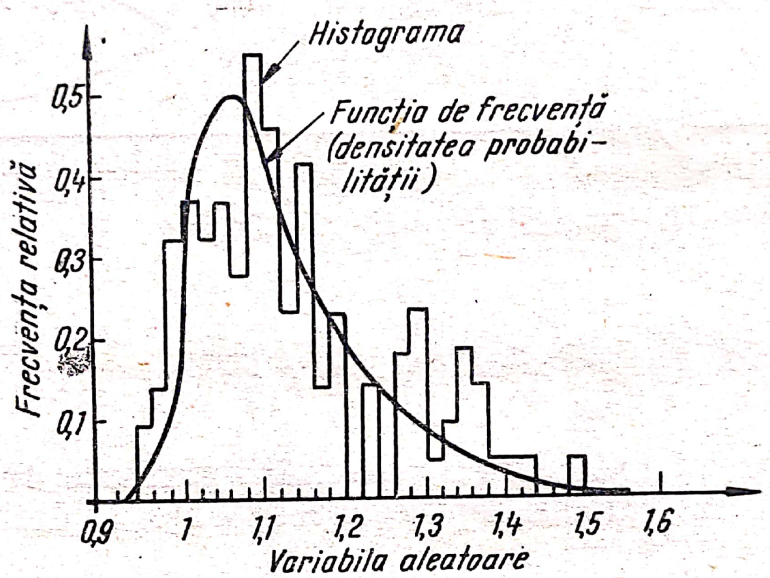


Fig. 3. Exemplu de histogramă și funcție de frecvență.

cu baza egală cu mărimea intervalului și înălțimea egală cu frecvența relativă a valorilor din intervalul respectiv (fig. 3).

În legătură cu histograma frecvențelor relative se definesc următorii parametri caracteristici ai distribuției variabilei x:

— media, m_x, [201] este abscisa centrului de greutate al histogramei;

— dispersia, σ_x^2, — momentul de inerție al histogramei față de medie;

— abaterea standard, σ_x — raza de girație a histogramei față de medie;

— coeficientul de variație, V_x — raportul între abaterea standard și medie, $V_x = \sigma_x/m_x$.

Scanned with OKEN Scanner

În cele ce urmează, variabilele aleatoare la care ne referim sînt rezistențele materialelor, R, și sarcinile pe structură (sau element), S, pentru care se vor întrebuința notațiile din tabelul 1.

Tabelul 1

Variabila aleatoare	Simbol	Media	Abaterea standard	Coeficientul de variație
Sarcină	S	m_S	σ_S	$V_S = \sigma_S/m_S$
Rezistență	R	m_R	σ_R	$V_R = \sigma_R/m_R$
Rezistență-sarcină	$R-S$	$m_{R-S} = m_R - m_S$	$\sigma_{R-S} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$	$V_{R-S} = \sigma_{R-S}/m_{R-S}$

Pentru o histogramă dată se pot găsi legi matematice, continue, care îmbracă alura histogramei, numite funcții de frecvență ale variabilei aleatoare. Definițiile date mai înainte își păstrează și în acest caz interpretarea geometrică, cu deosebirea că se referă la aria cuprinsă sub funcția de frecvență și axa absciselor în locul ariei histogramei. Calculul practic în loc să se mai facă cu ajutorul simbolului sumă se face cu ajutorul simbolului integrală.

În cele ce urmează se presupune în general că se lucrează cu valorile m, σ și V obținute în funcțiile de frecvență (funcții de densitate a probabilității) și nu cu valorile simple obținute din histogramă.

1.2.2.2. **Calculul probabilității de pierdere a capacității portante.** Fie S și R intensitățile aleatoare ale sarcinilor și respectiv rezistențelor pentru o structură sau un element structural date, intensități măsurate prin variabila x. Variațiile aleatoare ale sarcinilor și rezistențelor sînt presupuse independente.

Dacă funcțiile de frecvență sau densitățile probabilității sarcinilor și rezistențelor sînt $f_S(x)$ și $f_R(x)$, funcțiile de distribuție (repartiție) corespunzătoare, $F_S(x)$ și respectiv $F_R(x)$, sînt (v. fig. 1)

$$F_S(x) = \int_{-\infty}^{x=S} f_S(x)\,dx \text{ și } F_R(x) = \int_{-\infty}^{x=R} f_R(x)\,dx.$$

Probabilitatea ca sarcina să aibă o valoare mai mare decît o valoare dată S se scrie

$$P(x>S) = \int_{x=S}^{+\infty} f_S(x)\,dx = 1 - \int_{-\infty}^{x=S} f_S(x)\,dx = 1 - F_S(x).$$

Scanned with OKEN Scanner

Probabilitatea ca rezistența să aibă o valoare dată $x = R$ este

$$f_R(x)\ \mathrm{d}x.$$

Prin urmare, probabilitatea ca un element, de rezistență R, să fie solicitat cu o valoare mai mare decît S (variabilele R și S fiind independente), pe baza teoremei multiplicării probabilităților, va fi

$$[1 - F_S(x)] \cdot f_R(x)\ \mathrm{d}x.$$

Dacă S este efectul sarcinii care cauzează depășirea rezistenței R, probabilitatea de pierdere a capacității portante a structurii (elementului) este

$$P_r = P(S>R) = \int_0^{+\infty} [1 - F_S(x)] \cdot f_R(x)\,\mathrm{d}x \qquad (2)$$

integrala fiind extinsă, evident, numai pentru valori pozitive ale rezistențelor.

Se poate obține o expresie similară cu (2) evaluînd probabilitatea $P(R \leqslant S)$. Rezultatul este

$$P_r = P(R \leqslant S) = \int_0^{+\infty} F_R(x) \cdot f_S(x)\,\mathrm{d}x. \qquad (3)$$

Expresiile (2) și (3) poartă numele de integrală de convoluție și evaluează ariile din zona de suprapunere a densităților probabilității sarcinilor și rezistențelor (v. fig. 1).

Dacă funcțiile de distribuție $F_R(x)$ și $F_S(x)$ sau funcțiile de frecvență $f_R(x)$ și $f_S(x)$ sînt cunoscute, atunci integrala de convoluție poate fi rezolvată, analitic sau grafic, obținîndu-se valoarea probabilității P_r numeric.

După cum s-a văzut anterior, condiția de rupere $S>R$ poate fi scrisă și $R - S \leqslant 0$. Probabilitatea de pierdere a capacității portante ținînd seama de această schimbare a variabilei aleatoare este

$$[P_r = P(R - S \leqslant 0)$$

adică probabilitatea ca diferența $R - S$ să ia valori negative.

Întrucît media diferenței $R - S$ este

$$m_{R-S} = m_R - m_S$$

iar abaterea standard

$$\sigma_{R-S} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

probabilitatea valorilor negative pentru diferența $R - S$ normată este egală cu probabilitatea de a obține valori mai mici decît media la o distanță mai mare decît $1/V_{R-S}$, măsurată în abateri standard, unde V_{R-S} este coeficientul de variație al diferenței $R - S$

$$1/V_{R-S} = m_{R-S}/\sigma_{R-S}.$$

Dacă $f_R(x)$ și $f_S(x)$ au distribuții normale (gaussiene), atunci $f_{R-S}(x)$ va fi distribuită tot normal, cu media $m_R - m_S$ și abaterea standard $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$. Dacă $f_R(x)$ și $f_S(x)$ nu au distribuții normale, ceea ce se întîmplă frecvent în practică, există o teoremă în teoria probabilității care spune că funcția reprezentînd diferența lor, $f_{R-S}(x) = f_R(x) - f_S(x)$, are o distribuție mai apropiată de distribuția normală decît de oricare din distribuțiile separate $f_R(x)$ sau $f_S(x)$. Aceasta sugerează că, în lipsa unor date sigure cu privire la distribuția sarcinilor și rezistențelor, se poate folosi aproximativ pentru $f_{R-S}(x)$ distribuția normală

$$f_{R-S}(x) = \frac{1}{\sigma_{R-S}\sqrt{2\pi}}\, e^{-\frac{(x-m_{R-S})^2}{2\sigma_{R-S}^2}}.$$

Putem scrie deci (v. fig. 2)

$$P_r = P(R - S \leqslant 0) = \int_{-\infty}^{0} f_{R-S}(x)\, \mathrm{d}x$$

respectiv,

$$P_r = \frac{1}{\sigma_{R-S}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{0} e^{-\frac{(x-m_{R-S})^2}{2\sigma_{R-S}^2}}\, \mathrm{d}x.$$

Trecînd la variabila normată, v, definită

$$v = \frac{x - m_{R-S}}{\sigma_{R-S}}; \qquad \mathrm{d}v = \mathrm{d}x/\sigma_{R-S}$$

Scanned with OKEN Scanner

şi ţinînd seama şi de schimbarea limitelor de integrare în raport cu noua variabilă, se obţine

$$P_r = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{1/V_{R-S}}^{+\infty} e^{-v^2/2} \cdot dv. \qquad (4)$$

Această formulare pentru P_r, utilizînd variabila normată v, este datorată lui J. M. Corso [176].

Din ecuaţia (4), pentru V_{R-S} cunoscut (respectiv dacă media şi abaterea standard a variabilei $R - S$ sînt cunoscute) probabilitatea P_r poate fi citită direct din tabelele legii de distribuţie normală (gaussiană) şi depinde cantitativ de mărimea coeficientului de variaţie V_{R-S} al diferenţei $R - S$ (tabelul 2).

Tabelul 2

V_{R-S}	0	0,20	0,25	0,30	0,40
P_r	0	$2,87 \cdot 10^{-7}$	$3,17 \cdot 10^{-5}$	$4,83 \cdot 10^{-4}$	$6,21 \cdot 10^{-3}$

Probabilitatea de pierdere a capacităţii portante P_r, sub o singură aplicare a încărcării din familia aleatoare S, pe familia aleatoare de structuri cu capacitatea portantă caracterizată de variabila aleatoare R, nu este totdeauna o măsură directă a siguranţei structurii.

De aceea, în lucrarea [77] se defineşte funcţia de reliabilitate pentru n aplicări ale sarcinii, $L(n)$, prin probabilitatea ca existenţa structurii, măsurată prin N aplicări de sarcină la pierderea capacităţii portante, să nu fie curmată la n aplicări efective,

$$P(n<N) = L(n).$$

Probabilitatea de pierdere a capacităţii portante înainte de a n-a aplicare a sarcinii este $P_r(n)$ definită

$$P(n > N) = P_r(n) = 1 - L(n).$$

Probabilitatea ca structura să-şi piardă capacitatea portantă chiar la a n-a aplicare a sarcinii este

$$P(n = N) = \int_{N-1}^{N} f(n)dn$$

Scanned with OKEN Scanner

unde se știe că,

$$f(n) = \mathrm{d}P_r(n)/\mathrm{d}n.$$

Probabilitatea ca structura să reziste la n aplicări ale sarcinii se măsoară prin funcția $h(n)$ definită

$$h(n) = \frac{f(n)}{L(n)} = \frac{f(n)}{1-P_r(n)} = \frac{\mathrm{d}\,P_r(n)/\mathrm{d}n}{1-P_r(n)}.$$

Funcția $h(n)$ poartă numele de funcție de risc a pierderii capacității portante. Se vede că, pentru n suficient de mare

$$h(n) = \frac{\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}n}P_r(n)}{L(n)} = \frac{\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}n}[1-L(n)]}{L(n)} =$$

$$= \frac{-\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}n}L(n)}{L(n)} = -\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}n}\ln L(n)$$

deci,

$$L(n) = e^{-\int_0^n h(t)\cdot \mathrm{d}t} \tag{5}$$

care reprezintă relația dintre funcția de reliabilitate și funcția de risc (t fiind o variabilă de integrare).

Notînd cu P_r probabilitatea de pierdere a capacității portante la o singură aplicare a sarcinii și admițînd ipoteza simplificatoare că P_r este independent de n, se poate scrie reliabilitatea $L(n)$, la n aplicări ale sarcinii,

$$L(n) = (1 - P_r)^n.$$

În lucrarea [77] se demonstrează că dacă P_r este mic,

$$h(n) \approx P_r$$

Scanned with OKEN Scanner

şi mai departe, dacă $nP_r \ll 1$,

$$L(n) = e^{-nP_r} \approx 1 - nP_r \tag{6}$$

şi

$$P_r(n) = nP_r. \tag{7}$$

Relaţia (6) dă funcţia de reliabilitate pentru n aplicări ale sarcinii în funcţie de probabilitatea de rupere la o singură aplicare a sarcinii, P_r, iar relaţia (7) dă probabilitatea de pierdere a capacităţii portante la a n —a aplicare a sarcinii (sau înainte), de asemenea funcţie de P_r.

Din cele arătate rezultă că mărimea variabilei aleatoare R scade cu numărul n de aplicări ale sarcinii S deoarece reliabilitatea, adică probabilitatea comportării sigure, scade cînd n creşte, deci $R = R(n)$. Pe fig. 4 sînt schiţate funcţiile de densitate a probabilităţii pentru rezistenţe $f\ [R(n)]$ corespunzătoare la $n_1 < n_2 < n_3 \ldots$ aplicări ale sarcinii aleatoare S. În felul acesta este explicitat şi mecanismul micşorării reliabilităţii, respectiv al majorării probabilităţii de pierdere a capacităţii portante la valorile $\ldots n_3 P_r > n_2 P_r > n_1 P_r$, prin creşterea ariilor de suprapunere de sub curba de densitate a probabilităţii

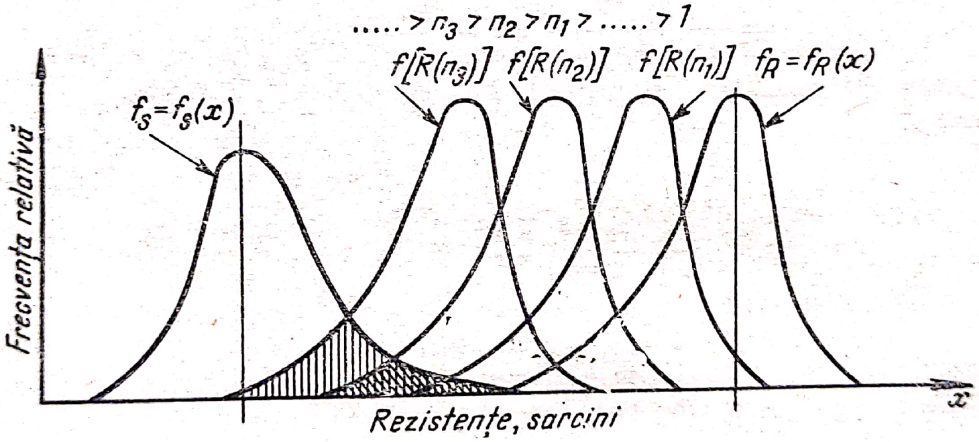


Fig. 4. Micşorarea reliabilităţii cu creşterea lui n [77].

sarcinilor şi curbele de densitate a probabilităţii rezistenţelor pentru $n_1, n_2, n_3 \ldots$ aplicări ale sarcinilor. Noţiunea serveşte la interpretarea probabilistă în teoria siguranţei a fenomenelor de oboseală.

S-a presupus pînă acum un singur mod de cedare a elementului, caracterizat de rezistenţa aleatoare R. În realitate, pentru o singură sarcină aleatoare S, ruperea unui element poate avea loc după mai multe moduri de cedare (încovoiere, forfecare, torsiune etc.). Dacă acestea sînt considerate independente, şi în număr de l, analog cu

Scanned with OKEN Scanner

cele discutate anterior pentru n aplicări succesive ale sarcinii S se obține

$$P_r(l) = lP_r \tag{8}$$

$$L(l) = 1 - lP_r \tag{9}$$

unde $P_r(l)$ este probabilitatea de pierdere a capacității portante după unul din cele l moduri posibile de rupere iar $L(l)$ este reliabilitatea, adică probabilitatea comportării sigure a structurii solicitate de sarcina S și avînd l tipuri posibile de pierdere a capacității portante.

În fine, cuplînd problemele, ținînd seama de independența dintre S și R, între modurile posibile de rupere l, între aplicările succesive ale sarcinilor n, precum și între l, n și probabilitatea de pierdere a capacității portante după un singur mod și sub o singură sarcină, P_r, se obține probabilitatea de pierdere a capacității portante

$$P_r(l, n) = l\, n\, P_r \tag{10}$$

și reliabilitatea

$$L(l, n) = 1 - l\, n\, P_r. \tag{11}$$

Deși condițiile de independență mutuală presupuse pentru obținerea ecuațiilor (10) și (11) nu sînt din punct de vedere fizic integral posibile, totuși aceste relații dau ordinul de mărime al reliabilității sau al probabilității de pierdere a capacității portante.

În toate exprimările cu privire la reliabilitate și pierderea capacității portante din cuprinsul acestui capitol R și S sînt presupuse variabile aleatoare independente. Dacă S este însă o încărcare dinamică, din cutremur sau în unele cazuri din vînt (pe structuri cu răspuns dinamic la vînt), $S = S(R)$, calculul integralei de convoluție și al reliabilității se complică.

1.2.2.3. **Formularea și interpretarea probabilistă a coeficientului de siguranță.** În cele ce urmează se citează cîteva formulări practice pentru interpretarea probabilistă a conceptului siguranței.

a) Coeficientul de siguranță C se definește [27, 50, 122] ca raportul între valorile medii ale lui $f_R(x)$ și $f_S(x)$, respectiv m_R și m_S (v. fig. 1 și 9)

$$C = \frac{m_R}{m_S}. \tag{12}$$

Scanned with OKEN Scanner

Dacă coeficientul de variație al diferenței $R - S$ se scrie

$$V_{R-S} = \frac{\sigma_{R-S}}{m_{R-S}} = \frac{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}{m_R - m_S} \tag{13}$$

atunci, plecînd de la aceste două relații, Freudenthal [79, 122] a obținut următoarea ecuație care dă valorile coeficientului de siguranță în funcție de coeficienții de variație ai sarcinii, V_S, rezistenței, V_R, și al diferenței rezistență-sarcină, V_{R-S}

$$[1 - (V_R/V_{R-S})^2]\ C^2 - 2C + [1 - (V_S/V_{R-S})^2] = 0. \tag{14}$$

De exemplu, dacă $V_R = 0{,}1$, $V_S = 0{,}2$ și $V_{R-S} = 0{,}18$ rezultă coeficientul de siguranță $C = 3$. În ecuația (4) care dă probabilitatea de pierdere a capacității portante, dacă se precizează limita inferioară $1/V_{R-S} = 1/0{,}18$, se obține din tabele probabilitatea P_r corespunzătoare coeficientului de siguranță $C = 3$, admițînd distribuția normală pentru diferența $R - S$

$$P_r = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{1/0{,}18}^{+\infty} e^{-v^2/2}\, dv = 1{,}48 \cdot 10^{-8}\,.$$

În tabelul 3 sînt dați după [121] coeficienții de siguranță C, calculați presupunînd distribuții logaritmice normale pentru sarcini și rezistențe, caracterizate de coeficienții de variație V_S și V_R, cînd probabilitatea de pierdere a capacității portante este fixată la 10^{-4} și 10^{-6}.

Tabelul 3

Coeficienți de siguranță $C = m_R/m_S$ pentru distribuția logaritmică normală a sarcinilor și rezistențelor și diferiți coeficienți de variație

V_S \ V_R	$P_r = 10^{-4}$				$P_r = 10^{-6}$			
	0	0,10	0,20	0,30	0	0,10	0,20	0,30
0	1	1,46	2,13	3,11	1	1,61	2,61	4,22
0,10	1,44	1,69	2,32	3,29	1,60	1,96	2,91	4,53
0,20	2,05	2,25	2,83	3,82	2,51	2,83	3,8	5,51
0,30	2,85	3,05	3,65	4,68	3,87	4,20	5,26	7,28

Scanned with OKEN Scanner

b) A. Cornell [50] a sugerat ca măsură a siguranței inversul coeficientului de variație al cantității $R - S$, notat cu β,

$$\beta = 1/V_{R-S}. \tag{15}$$

Reliabilitatea se scrie

$$P(R > S) = P(R - S > 0).$$

Trecînd la variabila $R - S$ normată (cu media egală cu zero și abaterea egală cu 1), u,

$$u = \frac{(R - S) - m_{R-S}}{\sigma_{R-S}} \tag{16}$$

condiția de mai înainte devine

$$\begin{aligned} P(R - S > 0) &= P\left(u > -\frac{1}{V_{R-S}}\right) = \\ &= P\left(\frac{(R - S) - m_{R-S}}{\sigma_{R-S}} > -\frac{m_{R-S}}{\sigma_{R-S}}\right). \end{aligned} \tag{17}$$

Deci, cu cît β este mai mare (și V_{R-S} mai mic), cu atît probabilitatea comportării sigure este mai mare.

Dacă $F(u)$ este funcția de distribuție a variabilei aleatoare u, atunci

$$P\left(u > -\frac{1}{V_{R-S}}\right) = 1 - F(u) = 1 - F(-\beta). \tag{18}$$

Din relația (18) rezultă că $F(u)$ nu se modifică sensibil cu variațiile aleatoare ale sarcinilor și rezistențelor, caracterizate de V_R, V_S sau m_R/m_S, depinzînd numai de V_{R-S}. În principiu, distribuția lui $R - S$ în zona critică (zona de valori negative din fig. 2) depinde de alura curbelor de distribuție pentru R și S în zona de intersecție (v. fig. 1) [50].

În absența formei funcției $F(u)$, se propune utilizarea lui β ca măsură a siguranței; de exemplu, valoarea $\beta = 4$ pentru o distribuție $F(u)$ gaussiană corespunde reliabilității $(1 - 3{,}17 \cdot 10^{-5})$, unde

Scanned with OKEN Scanner

$3{,}17 \cdot 10^{-5}$ este probabilitatea de pierdere a capacității portante corespunzătoare lui $\beta = 4$, pentru u distribuit normal.

Dacă se reține formularea lui Cornell pentru reliabilitate, coeficientul de siguranță C pentru o valoare dată a lui β (în legătură cu probabilitatea acceptată pentru siguranță) se obține din

$$\beta = \frac{1}{V_{R-S}} = \frac{m_{R-S}}{\sigma_{R-S}} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{m_R^2 \cdot V_R^2 + m_S^2 \cdot V_S^2}}, \qquad (19)$$

rezolvată pentru $C = m_R/m_S$, adică

$$C = \frac{1 + \sqrt{V_R^2 + V_S^2 - \beta^2 V_R^2 \cdot V_S^2}}{1 - \beta^2 V_R^2}. \qquad (20)$$

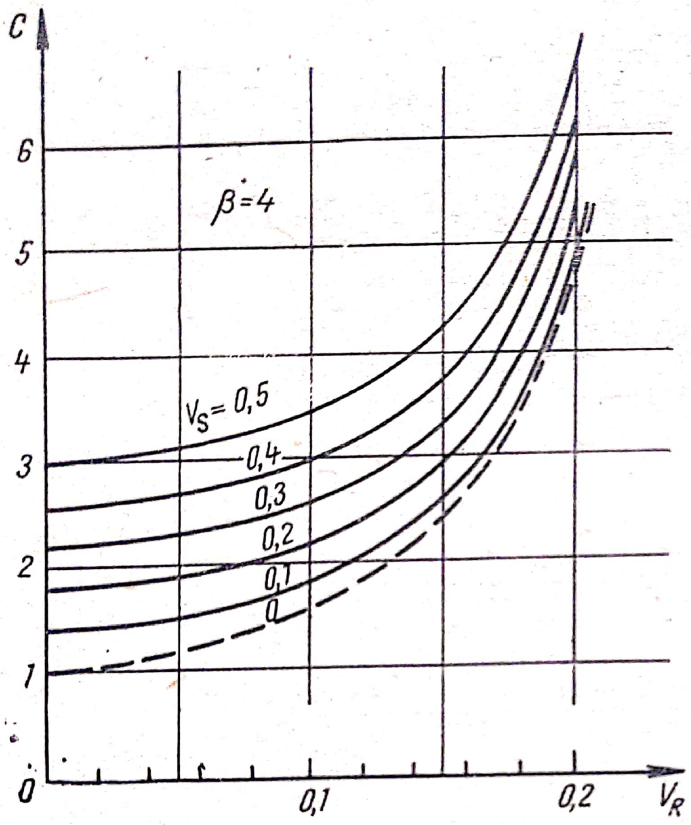


Fig. 5. Variația coeficientului de siguranță C în funcție de coeficienții de variație ai sarcinilor și rezistențelor pentru $\beta = 1/V_{R-S} = 4$ (C. A. Cornell).

În fig. 5 este trasată variația lui C pentru $\beta = 4$ și V_R și V_S variabili. Variind β cu $\pm 0{,}5$ se obțin variații ale probabilității P_r, de ordinul 10^{-1}[50].

Pentru evaluarea lui V_R, în lucrarea [50] se propune o expresie de tipul

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_I^2 + V_C^2} \qquad (21)$$

în care: V_M este o măsură a variabilității proprietăților mecanice ale materialului pus în operă;

V_I — o măsură a variabilității rezistențelor materialului datorită imperfecțiunilor de execuție;

V_C — o măsură a implicațiilor pentru rezistență a nivelului cunoștințelor inginerești (ipoteze etc.).

Scanned with OKEN Scanner

Pentru evaluarea lui V_S se propune

$$V_S = \sqrt{V_T^2 + V_E^2} \tag{22}$$

în care: V_T este o măsură a incertitudinilor cu privire la mărimea și distribuția sarcinilor pe structură;
V_E — o măsură a incertitudinilor cu privire la efectele sarcinilor (metode de calcul etc.).

În tabelul 4 se dau intervalele de valori posibile ale coeficienților de variație definiți mai înainte [134].

Tabelul 4

V_M	V_I	V_C	V_T	V_E
7...21%	5...15%	5...15%	10...40%	10...30%

c) Ținînd seama de formulările analitice ale probabilității de pierdere a capacității portante și reliabilității apare clar că rezolvarea probabilistă a problemelor fundamentale ale siguranței structurilor depinde de distribuțiile statistice ale rezistențelor și sarcinilor și de coeficienții lor de variație.

În ultimii ani s-au făcut eforturi importante pentru definirea tipurilor de distribuții și coeficienților de variație ai sarcinilor și rezistențelor.

Astfel, s-a stabilit că sarcinile permanente sînt bine reprezentate de distribuții normale iar sarcinile utile, vîntul, zăpada și cutremurele respectă distribuții ale valorilor extreme (maxime).

Tipurile de distribuții care pot fi utilizate pentru rezistențe depind de natura comportării la rupere, ductilă sau casantă; pentru ruperi ductile distribuția rezistențelor poate fi luată normală; pentru ruperi casante distribuția urmează de obicei legile statistice ale valorilor extreme (minime).

Diferențele între diferitele legi de distribuție sînt sensibile în special în domeniul probabilităților mici ($10^{-3}...10^{-6}$) și pentru coeficienți de variație mai mari decît 0,1.

Uneori, pentru simplificarea calculelor matematice, cînd legile de distribuție ale variabilelor sînt mai puțin cunoscute, se poate utiliza atît pentru sarcini cît și pentru rezistențe distribuția logaritmică normală. În acest caz, dacă variabilele R și S respectă distribuția logaritmică normală, atunci variabilele $\ln R$ și $\ln S$ respectă distri-

buția normală. Cu această schimbare de variabile problema se rezolvă ca pentru distribuțiile normale, R devenind ln R iar S, ln S.

În ceea ce privește coeficienții de variație pentru sarcini sau rezistențe, ei nu pot fi încă determinați cu precizia cerută de finețea

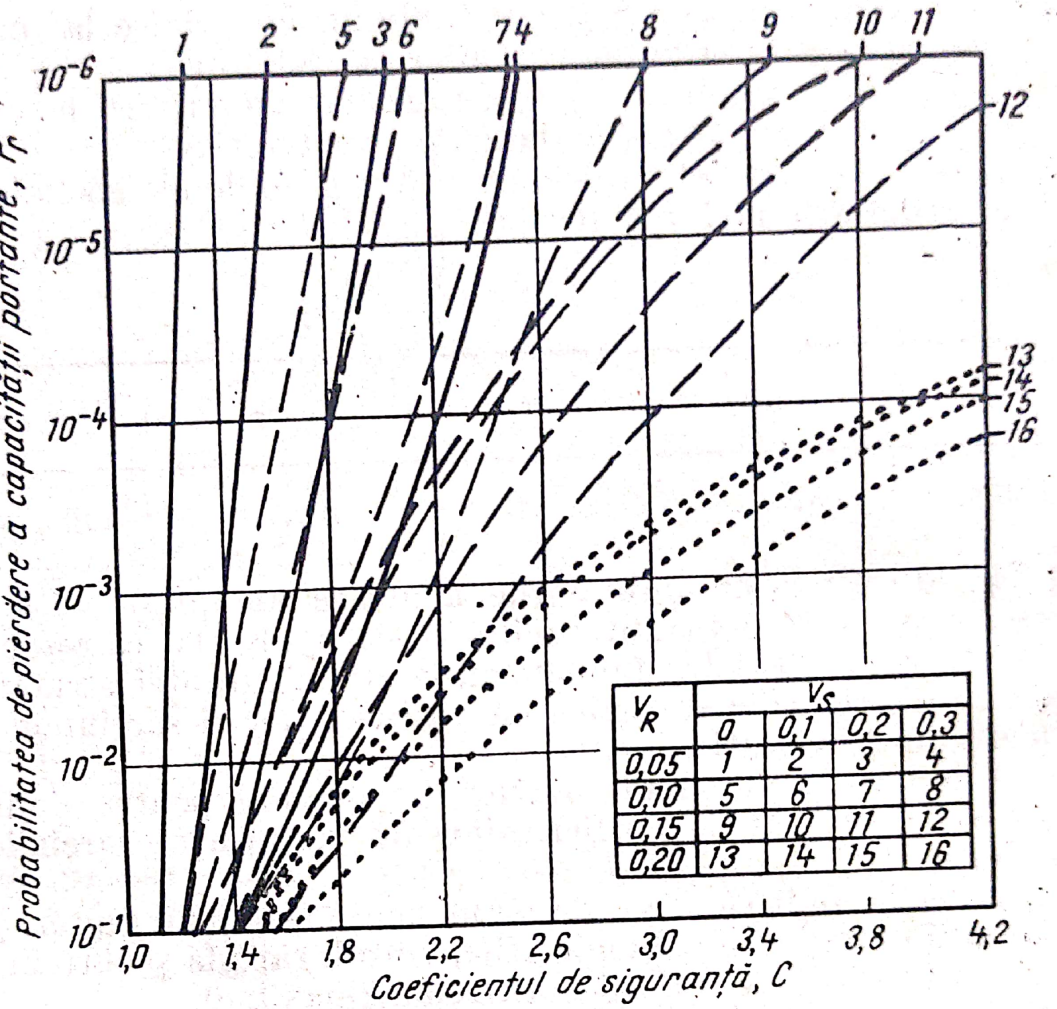


Fig. 6. Corelația dintre mărimea coeficientului de siguranță și probabilitatea de pierdere a capacității portante pentru distribuția normală a sarcinilor și rezistențelor (J. F. Borges și M. Castanheta).

aparatului matematic al teoriei probabilității. Ca ordin de mărime, pentru condiții medii de fabricație a oțelului, coeficienții de variație ai rezistențelor sînt de 6—12%, iar pentru condiții medii de preparare a betonului se acceptă valori de 10—25%.

Utilizînd integrala de convoluție se pot calcula probabilitățile P_r și corespondența dintre acestea și coeficientul de siguranță C. Rezultatul depinde de tipurile de distribuții folosite și de mărimea coeficienților de variație care caracterizează statistic rezistențele și sarcinile.

Scanned with OKEN Scanner

Borges și Castanheta [27] sintetizează rezultatele acestor calcule în 16 grafice, din care sînt redate în continuare trei, corespunzătoare următoarelor situații (fig. 6, 7 și 8):

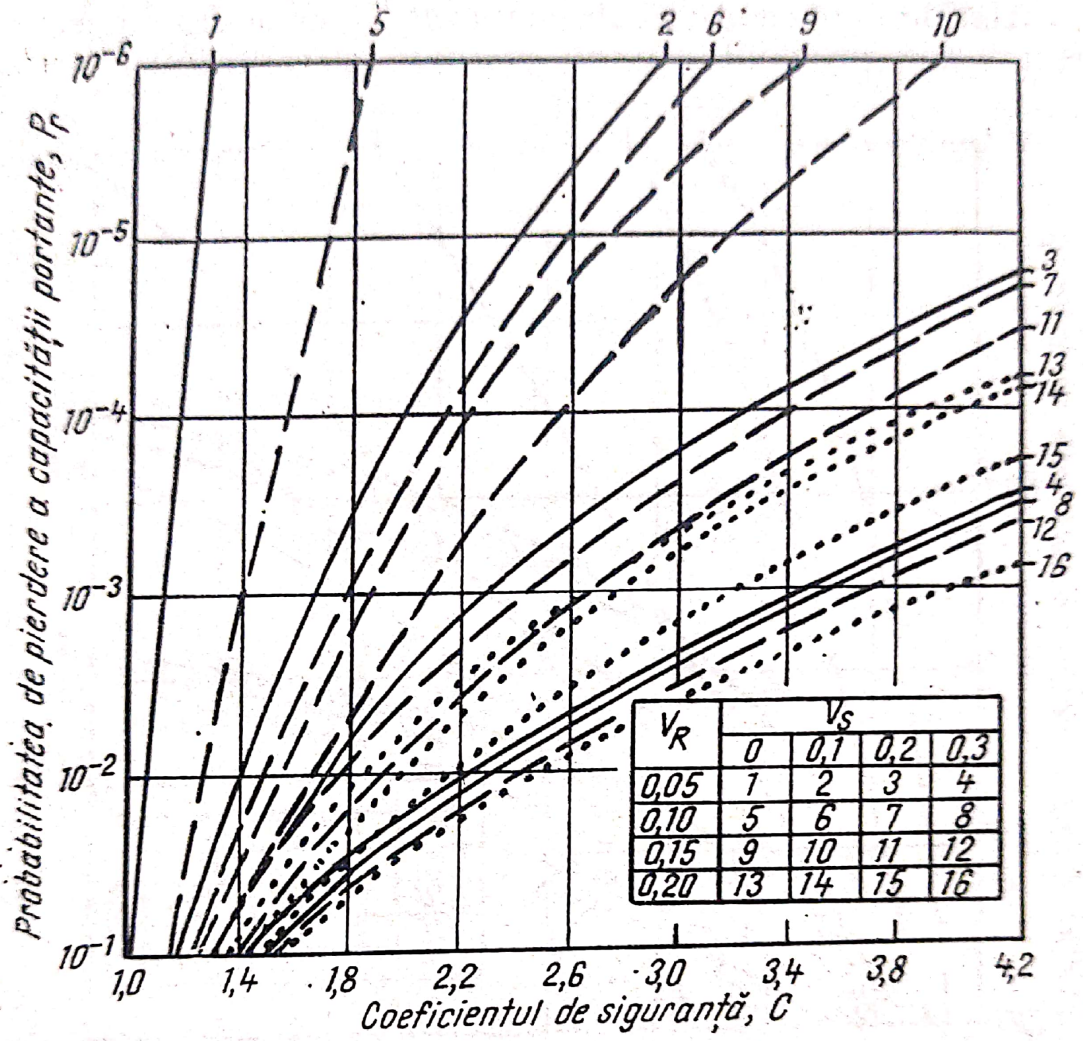


Fig. 7. Corelația dintre mărimea coeficientului de siguranță și probabilitatea de pierdere a capacității portante pentru distribuția rezistențelor normală și distribuția sarcinilor extremă tip I (maximă) (J. F. Borges și M. Castanheta).

— distribuția rezistențelor, $F_R(x)$, normală și extremă Fisher-Tippett tip I (minimă);

— distribuția sarcinilor, $F_S(x)$, normală și extremă Fisher-Tippett tip I (maximă);

— coeficienții de variație ai rezistențelor, V_R, cu valori de la zero la 0,20, cu pasul de 0,05;

— coeficienții de variație ai sarcinilor, V_S, cu valori de la zero la 0,30, cu pasul de 0,10.

Scanned with OKEN Scanner

(Coeficientul $V_R = 0$ corespunde definirii deterministe a rezistenţelor iar $V_S = 0$ corespunde definirii deterministe a sarcinilor).

Analiza şi interpretarea fig. 6, 7 şi 8 conduce la următoarele concluzii :

— variaţiile coeficientului de siguranţă corespund unor variaţii importante ale probabilităţii de pierdere a capacităţii portante;

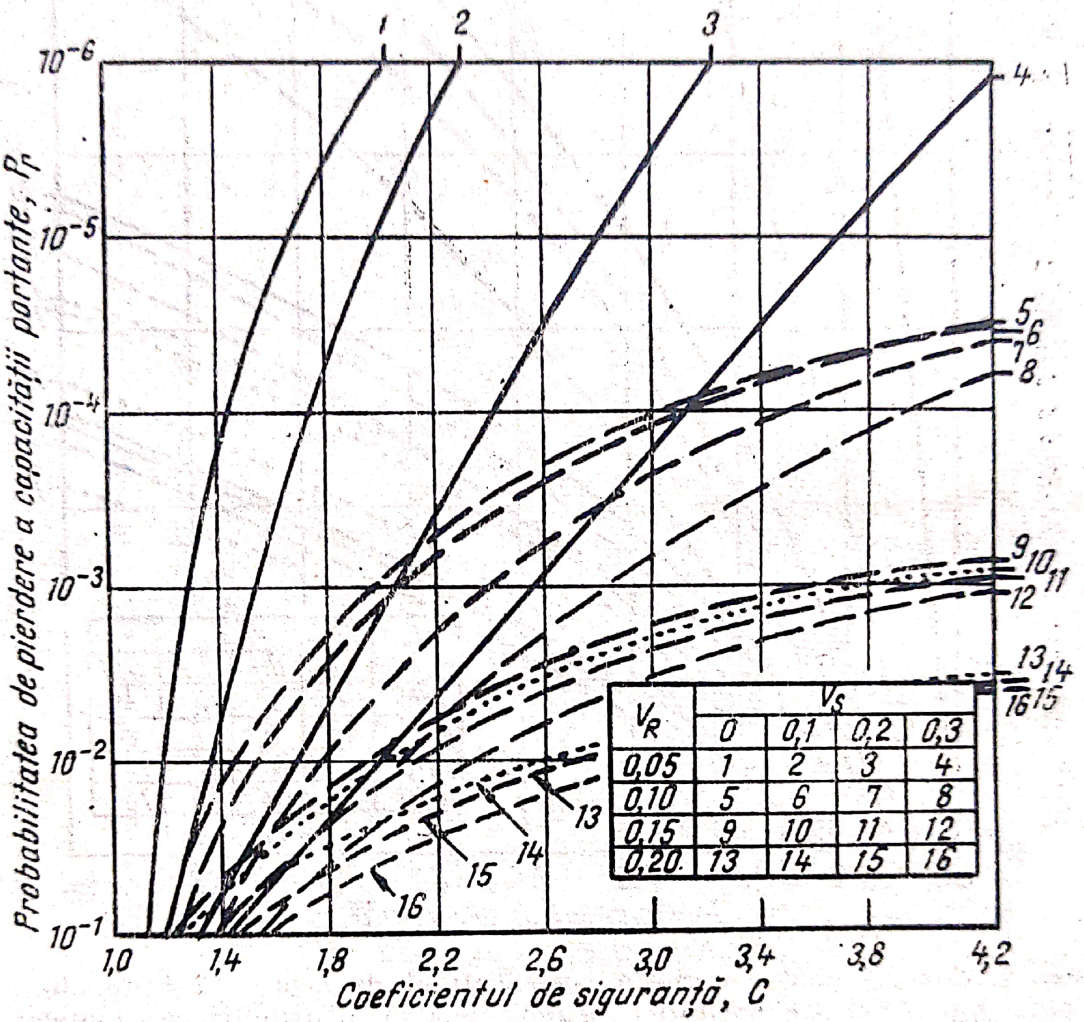


Fig. 8. Corelaţia dintre mărimea coeficientului de siguranţă şi pierderea capacităţii portante pentru distribuţia sarcinilor extremă tip I (maximă) şi distribuţia rezistenţelor extremă tip I (minimă) (J.F. Borges şi M. Castanheta).

— dacă coeficienţii de variaţie ai sarcinilor sau rezistenţelor cresc, pentru a menţine neschimbată valoarea probabilităţii P_r, trebuie majorat coeficientul de siguranţă;

— variaţia coeficientului de siguranţă C este puternic influenţată de coeficienţii de variaţie ai sarcinilor şi rezistenţelor;

— pentru aceleaşi valori ale coeficienţilor de variaţie V_R şi V_S, mărimea coeficientului de siguranţă este influenţată de tipul de distribuţie care caracterizează variaţia aleatoare a lui R, respectiv S;

Scanned with OKEN Scanner

— pentru același coeficient de variație ($V_R = V_S$) influența variabilității sarcinilor asupra coeficientului de siguranță este mai mică decît influența variabilității rezistențelor;

— pentru rezistențe cu coeficienți de variație mai mari decît 0,15 și care respectă o lege de distribuție extremă, pentru valori minime, probabilitatea de rupere nu poate fi micșorată sub un anumit nivel prin creșterea coeficientului de siguranță, ținînd seama de forma curbelor din fig. 8, care tind către o asimptotă orizontală.

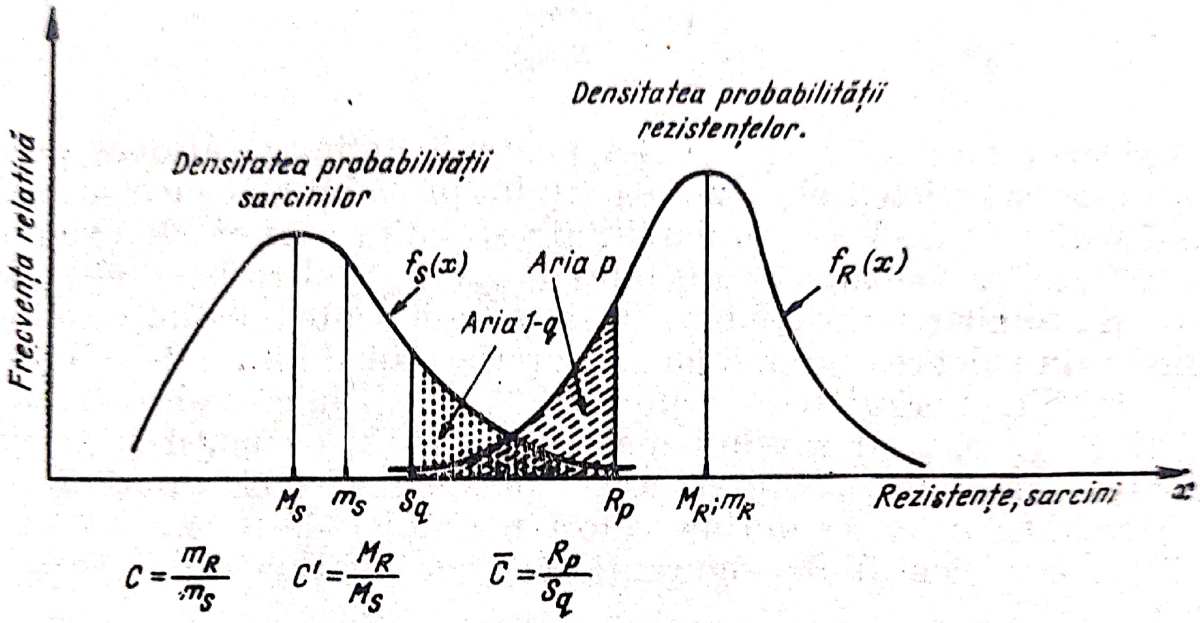


Fig. 9. Definirea coeficientului de siguranță (m — media; M — modul).

d) S-a definit anterior coeficientul de siguranță ca raportul între valorile medii ale lui $f_R(x)$ și $f_S(x)$, respectiv m_R și m_S (v. fig. 1)

$$C = \frac{m_R}{m_S}.$$

În cazul cînd una sau ambele distribuții $f_R(x)$, $f_S(x)$ sînt distribuții unimodale asimetrice, definiția precedentă ar trebui înlocuită cu (fig. 9)

$$C' = \frac{M_R}{M_S} \tag{23}$$

adică prin raportul între modul distribuției rezistențelor, M_R, și modul distribuției sarcinilor, M_S.

Pentru distribuții unimodale simetrice (Gauss) cele două definiții se confundă, deoarece media și modul se suprapun. În general însă, ecuațiile (12) și (23) definesc două mărimi diferite.

Scanned with OKEN Scanner

În literatura de specialitate se preferă formularea (12) pentru simplitatea calculelor. (Modul unei distribuţii adică valoarea cea mai probabilă sau valoarea aşteptată corespunde ordonatei vîrfului curbei de frecvenţă şi calculul său este mai complicat de cît cel al mediei statistice).

Se foloseşte de asemenea şi un alt coeficient, denumit în lucrarea [27] coeficient convenţional de siguranţă, $\overline{C}$, ca raportul între valoarea minimă a rezistenţei şi valoarea maximă a sarcinii,

$$\overline{C} = \frac{R_{min}}{S_{max}}.$$

Valoarea minimă a rezistenţei poate fi definită raţional numai prin valoarea rezistenţei avînd o anumită probabilitate de a se obţine valori mai mici decît ea, probabilitate stabilită apriori (de exemplu, 5%, 2%, adică valoarea cuantilului $R_{0,05}$, $R_{0,02}$ al rezistenţelor aleatoare R). Similar, valoarea maximă a sarcinii poate fi definită raţional numai prin valoarea sarcinii cu o anumită probabilitate de a fi depăşită, stabilită apriori (de exemplu, 5%, 2%, adică valoarea cuantilului $S_{0,95}$, $S_{0,98}$ al sarcinii aleatoare S). Prin cuantil se înţelege valoarea variabilei aleatoare care corespunde unei valori date a probabilităţii de a se obţine valori mai mici decît ea.

Deci coeficientul de siguranţă convenţional poate fi scris (v. fig. 9), [12],

$$\overline{C} = \frac{R_p}{S_q} \tag{24}$$

unde R_p şi S_q sînt valorile rezistenţelor şi sarcinilor cu probabilitatea p şi respectiv q de a se obţine valori mai mici decît ele. Se înţelege că probabilitatea poate fi aleasă diferită pentru sarcini (pentru diferite tipuri de sarcini) şi pentru rezistenţe (pentru diferite tipuri de rezistenţe), în funcţie de nivelul cunoştinţelor statistice cu privire la distribuţiile aleatoare respective.

Valorile sarcinilor sau rezistenţelor cărora li se asociază o anumită probabilitate sînt denumite caracteristice sau normate. Deci S_q este o sarcină caracteristică iar R_p o rezistenţă caracteristică.

Cum

$$C = m_R/m_S \approx R_{0,5}/S_{0,5} \tag{25}$$

iar

$$\overline{C} = R_p/S_q \quad \text{şi în general} \quad (p\,;\,1-q) < 0{,}5$$

Scanned with OKEN Scanner

urmează că

$$\overline{C} < C. \tag{26}$$

e) În fig. 10 este dată corelația dintre coeficienții de siguranță convenționali [27], $\overline{C} = R_{0,005}/S_{0,95}$ și probabilitățile de pierdere a capacității portante, P_r. Se observă că $\overline{C} = 1$ corespunde unei

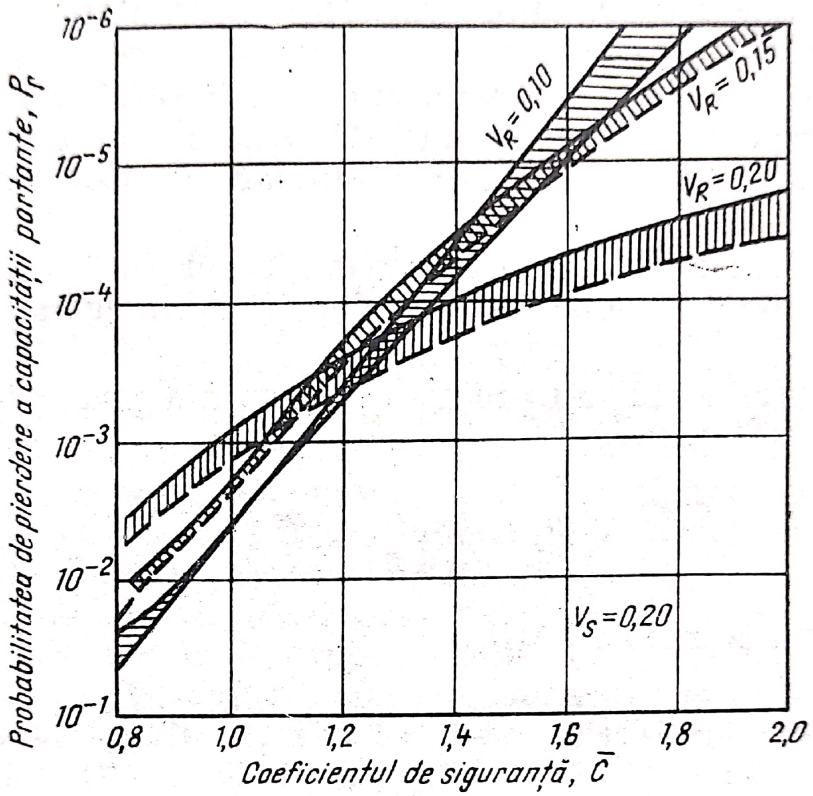


Fig. 10. Corelația dintre coeficientul de siguranță $\overline{C} = R_{0,005}/S_{0,95}$ și probabilitatea de pierdere a capacității portante [27].

probabilități de rupere de ordinul 10^{-2}, independent de combinația tipurilor de distribuții pentru sarcini și rezistențe și valorile coeficienților de variație V_R și V_S.

Luînd ca referință situația $\overline{C} = \frac{R_{0,005}}{S_{0,95}} = 1,5$; $P_r = 10^{-5}$, distribuția rezistențelor normală cu $V_R = 0,15$ și distribuția sarcinilor normală cu $V_S = 0,20$, Borges și Castanheta [27] stabilesc în felul următor influența variațiilor de la acest etalon:

— dacă distribuția rezistențelor ar fi de tip I extremă (pentru minime), probabilitatea P_r crește de la 10^{-5} la $0,8 \times 10^{-3}$;

— creșterea lui V_r cu 10% corespunde la o creștere a probabilității P_r la 2×10^{-5};

— dacă valoarea rezistenței R este apreciată cu o eroare de 10% (eroare de 10% în estimarea cuantilului $R_{0,005}$) coeficientul de siguranță scade de la 1,5 la 1,35, iar probabilitatea P_r crește la 3×10^{-5};

— dacă distribuția sarcinilor este extremă tip I sau II (pentru maxime) sau logaritmică normală, probabilitatea P_r crește la $1{,}4 \times \times 10^{-5}$, 3×10^{-5} și respectiv 2×10^{-4};

— creșterea coeficientului de variație al sarcinilor V_S, de la 0,10 la 0,30, menține probabilitatea de rupere la 10^{-5};

— o eroare de 10% în aprecierea valorii sarcinilor corespunde reducerii coeficientului de siguranță $\overline{C}$ de la 1,5 la 1,36 și creșterii probabilității de rupere la 3×10^{-5}, similar cu cazul erorii pentru rezistențe.

Din cele arătate rezultă că o creștere importantă a probabilității de rupere are loc prin înlocuirea distribuției normale cu o distribuție de tip extrem.

f) Ang și Amin [12] au propus ca măsură a pierderii capacității portante probabilitatea,

$$P_r = P\left(\frac{R}{S} < \overline{C}\right) \tag{27}$$

iar ca măsură a reliabilității,

$$L = P\left(\frac{R}{S} > \overline{C}\right) = 1 - P\left(\frac{R}{S} < \overline{C}\right). \tag{28}$$

După cum se știe, $\overline{C} = R_p/S_q$, R_p fiind valoarea minimă a rezistenței, caracterizată de probabilitatea p de a obține valori mai mici decît R_p, iar S_q, valoarea maximă a încărcărilor, caracterizată de probabilitatea q de a obține valori mai mici decît S_q.

În lucrarea [12] se demonstrează că

$$p(1-q) < P\left(\frac{R}{S} < \frac{R_p}{S_q}\right) < p + (1-q) - p(1-q) \tag{29}$$

Această formulare poate fi considerată un caz general în care luînd $\overline{C} = 1$ se obține $L = P(R/S > 1)$ și $P_r = P(R/S < 1)$.

g) În fine, dacă R și S sînt cantități deterministe, coeficientul de siguranță se definește simplu

$$C = \frac{R_{determinist}}{S_{determinist}} \tag{30}$$

Scanned with OKEN Scanner

dar acesta este din punct de vedere fizic o cantitate aleatoare şi trebuie privit în consecinţă.

1.2.2.4. **Postulate ale calculului siguranţei pe baze probabiliste.** În domeniul preocupărilor legate de exprimarea ştiinţifică a siguranţei structurilor, folosind concepte de probabilitate şi statistică, s-au conturat două etape distincte. Prima corespunde formulărilor analitice ale probabilităţii de pierdere a capacităţii portante, reliabilităţii şi coeficienţilor de siguranţă în funcţie de caracteristicile variaţiilor aleatoare ale rezistenţelor şi solicitărilor. A doua este etapa teoriei standardizării calculului siguranţei, apărută în ultimii ani, şi al cărei obiectiv este transpunerea rezultatelor teoretice în practica proiectării pe un anumit prototip (schelet) de standard, construit axiomatic.

Rezultatele obţinute pe acest drum reflectă de multe ori decizii subiective şi din acest motiv prototipul (numai prototipul) unui standard probabilist trebuie calibrat la standardele de proiectare existente, a căror prevederi de reliabilitate au o verificare obiectivă consistentă, urmînd ca în viitor scheletul de standard să-şi capete trăsăturile adecvate naturii sale.

În standardizarea procedurii de calcul a siguranţei structurilor, pe baza conceptelor de probabilitate, s-au enunţat diferite postulate sintetizate de Lind în lucrarea [134].

Postulatul încărcării. Încărcarea S pe o secţiune este suma efectelor separate ale tuturor încărcărilor aleatoare şi poate fi un moment încovoietor, o forţă tăietoare sau orice alt efort secţional. Parametrii care determină caracterul aleator al efectelor încărcărilor (al solicitărilor) pot fi grupaţi în două clase independente : încărcările propriu-zise şi alte efecte asupra solicitărilor (diferenţe între valorile calculate şi cele reale etc.).

Postulatul rezistenţei. Rezistenţa R este o variabilă aleatoare. Parametrii care determină caracterul aleator al rezistenţelor pot fi grupaţi în două clase independente : rezistenţa propriu-zisă a materialului şi alte efecte asupra rezistenţelor (calitatea şi controlul execuţiei, nivelul cunoştinţelor inginereşti etc.).

Metoda de calcul. Proiectarea unei secţiuni se reduce în ultima instanţă la verificarea condiţiei de reliabilitate,

$$S^* \leqslant R^*, \tag{31}$$

adică valoarea de calcul a rezistenţelor, R^*, să fie mai mare sau cel mult egală cu valoarea de calcul a efectului încărcărilor, S^*. Valorile R^* şi S^* sînt definite astfel încît au asociată implicit o anumită probabilitate de apariţie.

Scanned with OKEN Scanner

Principiul reliabilității constante. Valorile de calcul pentru R și S sînt astfel alese încît reliabilitatea să fie pe cît posibil constantă pentru întreaga clasă de structuri la care se aplică standardul.

Postulatul CEB—FIP. Acest postulat este adoptat și de I.S.O. (Organizația Internațională de Standardizare). Valorile rezistențelor și intensității sarcinilor se obțin din valoarea medie scăzînd (respectiv adăugînd) abaterea standard înmulțită cu o constantă a cărei valoare depinde de probabilitatea acceptată apriori ca valorile rezistenței (respectiv sarcinilor) să nu se abată de la valoarea de calcul

$$R_p = m_R - k_R \sigma_R = m_R (1 - k_R V_R) \tag{32}$$

$$S_q = m_S + k_S \sigma_S = m_S (1 + k_S V_S).$$

Valorile obținute sînt denumite caracteristice sau normate. Valorile de calcul R^* și S^* se obțin prin multiplicarea valorilor precedente cu coeficienți ai condițiilor de lucru subunitari și coeficienți de supraîncărcare supraunitari care țin seamă de diferențele între modelul de calcul al proiectantului și realitate (v pct. 1.2.3.3).

Postulatul lui Cornell. Reliabilitatea este caracterizată de parametrul β, inversul coeficientului de variație al diferenței rezistență-încărcare, V_{R-S}.

Postulatele enunțate creează bazele raționale necesare analizei diferitelor proiecte pentru calculul siguranței pe baze probabiliste și fundamentează axiomatic acest calcul.

1.2.2.5. **Concluzii.** După aproape 30 de ani de preocupări pentru așezarea noțiunii de siguranță a structurilor pe baze științifice A. M. Freudenthal [77] sintetizează în felul următor stadiul actual al problemei:

Sînt trei aspecte fundamentale în calculul structurilor:

1) determinarea acțiunilor exterioare (calculul încărcărilor);

2) determinarea eforturilor interioare (calculul static);

3) determinarea dimensiunilor necesare pe baza mecanismelor de rupere a structurii și caracteristicilor materialelor (calculul de rezistență și calculul siguranței).

Accentul principal în dezvoltarea calculului structurilor a aparținut întotdeauna calculului static. Totuși, sub influența cercetărilor în domeniul structurilor de avioane și spațiale, s-a înțeles că în calculul structurilor, calculul încărcărilor, al rezistențelor și siguranței sînt părți integrante din acest calcul, cel puțin de aceeași importanță cu calculul static...

Scanned with OKEN Scanner

Introducerea în proiectarea actuală a construcţiilor a conceptelor probabiliste de siguranţă ridică următoarele probleme teoretice şi practice :

Probleme teoretice :

a) existenţa unor fenomene nealeatoare care afectează siguranţa şi care nu pot fi incluse în abordarea probabilistă ;

b) imposibilitatea studierii fenomenelor aleatoare esenţiale în domeniile semnificative (stadii ultime, stări limită etc.) şi necesitatea extrapolărilor dincolo de domeniul observaţiilor reale.

Probleme practice :

a) stabilirea şi justificarea valorilor numerice pentru probabilităţile de pierdere a capacităţii portante ;

b) standardizarea rezultatelor analizei probabiliste complexe într-o formă simplă şi utilizabilă în proiectare".

Din cele prezentate în paragrafele anterioare rezultă modul în care s-a răspuns pînă astăzi la aceste probleme. Nu trebuie ignorate însă următoarele elemente :

— în programele universitare moderne au apărut cursuri de siguranţa structurilor şi reliabilitate ;

— practica inginerească şi industrială contemporană (inclusiv în domeniul ingineriei de construcţii) foloseşte analize de reliabilitate ;

— matematica teoriei probabilităţii şi statisticii este una din ramurile cele mai dinamice ale matematicii ;

— din punctul de vedere al filozofiei ştiinţelor fizice, modelele probabiliste reprezintă un salt calitativ în sensul unei reprezentări mai adecvate a realităţii obiective ;

— ca în orice metodă de avangardă există în prezent limitări ale posibilităţilor de aplicare generalizată. Dar, pe drumul evolutiv al cunoaşterii omeneşti, conceptul de probabilitate este în continuă perfecţionare iar valoarea sa de întrebuinţare în practică este din ce în ce mai mare.

1.2.3. CONCEPTUL DE SIGURANŢĂ CU PRIVIRE LA ÎNCĂRCĂRI ÎN PRESCRIPŢIILE ACTUALE DE PROIECTARE

1.2.3.1. Gruparea încărcărilor în prescripţiile de proiectare pentru structuri metalice şi de beton armat în ţara noastră. Proiectarea construcţiilor metalice este legiferată în ţara noastră prin STAS 763/1-66 „Construcţii civile, industriale şi agricole. Prescripţii pentru proiectarea construcţiilor metalice". Standardul dezvoltă metoda deterministă a rezistenţelor admisibile. Valorile acestora sînt

Scanned with OKEN Scanner

date pentru trei ipoteze de încărcare (grupări de încărcări, precizate în STAS 763/2-69), și anume :

— ipoteza de încărcare I (gruparea fundamentală) care cuprinde : încărcări permanente, încărcări temporare de lungă durată (greutatea utilajului tehnologic, presiunile gazelor, lichidelor și materialului pulverulent pe pereții rezervoarelor, încărcări pe planșee din oameni și materiale depozitate, încărcări dinamice cu caracter periodic, acțiunea termică din exploatarea utilajelor, zăpada), anumite încărcări verticale și orizontale date de mijloacele de ridicare, transport și încărcare precum și depunerile de praf industrial ;

— ipoteza de încărcare II (gruparea suplimentară) care cuprinde : încărcările din ipoteza I plus încărcări temporare de scurtă durată, (presiunea vîntului, temperatura climatică etc.) ;

— ipoteza de încărcare III (gruparea extraordinară) corespunzătoare acțiunii simultane a unora din încărcările din ipoteza de încărcare I combinate cu una din următoarele acțiuni : cutremur, întreruperi bruște ale procesului tehnologic, tasarea fundațiilor, solicitările unor elemente de construcție în timpul transportului și montajului acestora.

Pentru proiectarea betonului armat a fost în vigoare în perioada 1950—1970 STAS 1546-50, conținînd calculul elementelor de beton armat, prin metoda la rupere.

Din anul 1962 în paralel cu standardul 1546-50 a avut valabilitate și Normativul condiționat pentru calculul construcțiilor la stările limită, partea I și II (P. 6-62 și P.7-62), perfecționat și lărgit în anul 1967 în cadrul STAS 8000—67 „Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metoda la stări limită".

Prin ordinul nr. 158/N din 23 iulie 1970 Ministerul Construcțiilor Industriale a anulat STAS 1546-50 și a aprobat Normativul de calcul al elementelor de beton armat, indicativ P 58-70. Acest normativ poate fi aplicat în paralel cu STAS 8000-67, dualism care urmează să fie anulat în viitor, întrucît în lucrarea [146] se specifică „unificarea pînă la 30 iunie 1972 a metodelor de calcul a elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat prevăzute în prescripțiile actuale, în cadrul unor prescripții unice de calcul".

Trebuie remarcat că, deși prescripțiile românești diferă întrucîtva între ele, STAS 8000-67 și normativul P 58-70 se situează ambele de partea concepției avansate de proiectare a capacității portante maxime pe baze probabiliste.

Scanned with OKEN Scanner

Conform normativului P58-70 valorile minime ale coeficienților solicitării care definesc solicitările de calcul sînt

$$\begin{aligned} &\text{(A)} \quad 1{,}3\ (S_p + S_u + S_z) \\ &\text{(B)} \quad 1{,}2\ (S_p + S_u + S_z + S_v + S_t) \\ &\text{(C)} \quad 1{,}0\ (S_p + S_u + S_z + S_v + S_t + S_{ex}) \end{aligned} \tag{33}$$

unde S_p, S_u, S_z, S_v, S_t și S_{ex} sînt solicitările datorate încărcărilor permanente, utile, cu zăpadă, cu vînt, din variații de temperatură și extraordinare.

Coeficienții solicitării au semnificația de coeficienți de supraîncărcare și se aplică valorilor normate ale sarcinilor.

La construcțiile foarte înalte, zvelte, la care rezistența sau stabilitatea construcției este determinată de solicitarea din vînt (de exemplu coșuri, castele de apă, turnuri, stîlpi de susținere etc.) încărcarea din vînt se asimilează cu încărcarea utilă [146].

În același normativ se arată că, exceptînd solicitările din încărcări permanente, la sumarea solicitărilor nu se iau în considerare cele care au efect favorabil în cazul considerat.

În următoarele cazuri [146], coeficienții minimi ai solicitării se iau cu valori diferite :

a) Pentru elemente de construcții la care $S_z/S \geqslant 0{,}3$ se ia, în gruparea A

$$c_{min} = 1{,}0 + S_z/S \tag{34}$$

în care S este solicitarea totală, datorită tuturor încărcărilor a căror acțiune se sumează în cazul considerat.

b) Pentru elementele solicitate de încărcări cu lichide la care atît volumul maxim posibil al lichidelor cît și densitatea lor are variații reduse, se ia, în gruparea A,

$$c_{min} = 1{,}3 - 0{,}2\ S_{lich}/S$$

iar în gruparea B

$$c_{min} = 1{,}2 - 0{,}1\ S_{lich}/S.$$

c) Pentru cazurile în care $S_u/S_p > 2$ și încărcarea utilă are o valoare $\leqslant 500$ kgf/m², se ia, în gruparea A, $c_{min} = 1{,}4$.

Scanned with OKEN Scanner

Rezistenţele de calcul ale materialelor conform P 58-70 au următoarele valori:

— rezistenţele de calcul la întindere ale oţelurilor: 2 100 kgf/cm² pentru OB 38, 2 900 kgf/cm² pentru PC 52 şi 3 400 kgf/cm² pentru PC 60. Ele reprezintă valori minime statistice corespunzătoare unei probabilităţi suficient de reduse [146]. Conform STAS 438-67 coeficientul de variaţie acceptat pentru rezistenţele oţelului este 6% pentru OB 38 şi 5% pentru PC 52 şi PC 60;

— rezistenţele de calcul ale betonului la compresiune axială pentru cazuri curente, între 0,33 şi 0,4 din marca pe cub, în medie 0,36 (respectiv 0,44 faţă de marca pe cilindru de 15 × 30 cm).

Conform instrucţiunilor tehnice privind stabilirea compoziţiei betoanelor, indicativ C128-71, aprobate de Ministerul Construcţiilor Industriale, marca betonului se defineşte aproximativ prin cuantilul 0,15, adică prin valoarea cu probabilitatea 15% de a se obţine valori mai mici decît ea. Coeficienţii de variaţie acceptaţi pentru marca betoanelor sînt daţi în Normativul C 128-71. Pentru betoane cu marca mai mare decît B 200 aceştia sînt:

— gradul de omogenitate I, $V_R = 0{,}10$;

— gradul de omogenitate II, $V_R = 0{,}10 \ldots 0{,}15$;

— gradul de omogenitate III, $V_R = 0{,}15 \ldots 0{,}25$.

1.2.3.2. **Conceptul de siguranţă cu privire la încărcări în Instrucţiunile SNIP II-B,1—62, Recomandările CEB-FIP 1970 şi Codul ACI 318-71.** Aceste prescripţii pun la baza calculului siguranţei structurilor conceptul avansat al capacităţii portante limită (ultimă).

Instrucţiunile SNIP II-B, 1-62. Instrucţiunile sovietice pentru proiectarea betonului şi betonului armat (NiTU 123-55) completate şi revizuite în anul 1962 (SNIP cap. II—B, 1-62) fundamentează calculul prin metoda stărilor limită. De altfel, U.R.S.S. a fost prima ţară din lume care a introdus în proiectarea construcţiilor concepţia avansată de calcul la stări limită standardizînd-o pentru structuri din beton, metal, lemn şi zidărie, încă de acum 10—15 ani.

Se apreciază că metoda, în raport cu metodele vechi, evaluează mai corect capacitatea portantă şi reliabilitatea elementelor structurale sub sarcină. Diferă de metodele precedente definind stări limită de comportare structurală şi introducînd coeficienţi diferenţiaţi (pentru sarcini şi rezistenţe), în locul coeficienţilor tradiţionali, unici.

Încărcările şi rezistenţele materialelor se consideră că au o variaţie care este guvernată de legi statistice. Această variaţie este introdusă

Scanned with OKEN Scanner

practic în calcule prin 3 tipuri de coeficienţi : coeficienţi de supraîncărcare (pentru sarcini), coeficienţi de omogenitate (pentru rezistenţe) şi coeficienţi ai condiţiilor de lucru care se aplică tot la rezistenţe (separat pentru beton şi armătură, sau pe element).

Coeficienţii de supraîncărcare n ţin seama de posibilitatea de depăşire a sarcinilor în exploatare faţă de situaţia normală caracterizată de valorile încărcărilor din norme. Valorile lor rezultă din interpretarea rezultatelor observaţiilor de lungă durată pe construcţii în exploatare. Astfel, în U.R.S.S., pentru greutatea proprie a elementelor se ia $n = 1{,}1$, pentru materiale de umplutură $n = 1{,}2$, pentru diferite tipuri de încărcări utile $n = 1, 2, \ldots 1{,}4$.

Încărcările de calcul se obţin din înmulţirea încărcărilor normate cu coeficienţii de supraîncărcare,

$$S_c = n\, S_{normat}. \tag{35}$$

Rezistenţa de calcul R_c se obţine din media statistică a încercărilor, R_m, prin multiplicarea cu coeficientul de omogenitate k şi coeficientul condiţiilor de lucru m

$$R_c = m \cdot k \cdot R_m. \tag{36}$$

Coeficientul de omogenitate ţine seamă de variaţia proprietăţilor mecanice ale materialelor (funcţie de natura lor şi de condiţiile de fabricaţie şi control al calităţii), precum şi de experienţa sovietică privind execuţia şi controlul exploatării pentru numeroase construcţii existente. La beton, $k = 0{,}55 \ldots 0{,}6$ şi corespunde cuantilului $R_{0.001}$. La oţeluri, în funcţie de tipul fiecăruia (rezistenţe mecanice, tehnologice de execuţie etc.) se aplică coeficienţi de omogenitate avînd valori $k = 0{,}8 \ldots 0{,}9$ şi coeficienţi ai condiţiilor de lucru cu valori în general $m = 0{,}8 \ldots 0{,}9$.

În U.R.S.S., pentru diferenţele care există între realitate şi modelul de calcul al proiectantului se folosesc şi coeficienţi globali ai condiţiilor de lucru, care se aplică la elementul de construcţie. Coeficientul global al condiţiilor de lucru, egal cu 1, corespunde unor condiţii de exploatare normale. Pentru incertitudini cu privire la comportarea reală a elementului faţă de comportarea calculată şi pentru sporirea reliabilităţii unor elemente cu funcţiune structurală critică coeficienţii condiţiilor de lucru pe element se iau subunitari. Aceşti coeficienţi se aplică independent de coeficienţii condiţiilor de lucru aplicaţi la oţel sau beton [149].

Scanned with OKEN Scanner

Recomandările CEB—FIP 1970 [45]. Aceste recomandări au fost adoptate şi de Organizaţia Internaţională pentru Standardizare (I.S.O) şi fundamentează calculul structurilor de beton pe baza metodei semiprobabiliste a stărilor limită, denumită metodă semiprobabilistă după concepţia asupra condiţiilor de securitate şi metodă a stărilor limită, după felul în care se introduc coeficienţii de siguranţă.

În lucrarea [45], la P. 11, „Principii de verificare a siguranţei" se arată că un studiu probabilist complet este o sarcină dificilă pentru inginerul proiectant. Din acest motiv se recomandă un procedeu simplificat în care :

1) Se definesc valori caracteristice :

— pe de o parte pentru rezistenţe, definind proprietăţile mecanice ale materialelor ;

— pe de altă parte pentru sarcini.

Fiecare dintre aceste valori este determinată în funcţie de probabilitatea, acceptată apriori, ca valorile efective să fie respectiv inferioare sau superioare faţă de valorile caracteristice alese.

2) Se acoperă alţi factori de incertitudine prin transformarea valorilor caracteristice în valori de calcul prin multiplicarea cu anumiţi coeficienţi.

Rezistenţele de calcul ale materialelor sînt obţinute prin multiplicarea rezistenţelor caracteristice cu coeficienţii $1/\gamma_m$, γ_m fiind superior sau egal cu 1. Solicitările de calcul sînt obţinute din acţiunile caracteristice utilizînd convenabil coeficienţii γ_s care pot fi superiori sau în unele cazuri chiar inferiori unităţii.

Valorile adoptate pentru aceşti coeficienţi variază în general cu importanţa stării limită considerate, comportarea materialului şi structurii şi probabilitatea de simultaneitate a acţiunilor.

3) Se verifică dacă solicitările de calcul sînt cel mult egale cu cele care trebuie suportate de structură, în stadiul limită considerat.

Calculele trebuie să ţină seama de toţi factorii susceptibili a influenţa probabilitatea de a atinge o stare limită pe toată durata execuţiei şi a existenţei previzibile a construcţiei considerate, dintre care se notează :

a) gradul de aproximare a calculelor, în particular privitor la ipotezele de bază, natura structurii şi a elementelor sale, costul total al construcţiei şi metodele de execuţie ;

b) valorile caracteristicilor mecanice ale materialelor din structură care depind de un număr de factori : alegerea procedeelor de execuţie şi calitatea execuţiei, calitatea metodelor de control şi degradarea construcţiei în timpul existenţei sale ;

Scanned with OKEN Scanner

c) valorile cele mai defavorabile ale acţiunilor şi solicitărilor exterioare ;

d) simultaneitatea acţiunilor şi solicitărilor defavorabile.

Date statistice necesare abordării complet probabiliste a problemei siguranţei nu există. În plus, unii factori nu se pretează la o analiză statistică. Din aceste motive generalizarea principiilor probabiliste comportă serioase dificultăţi.

Procedeul simplificat recomandat adoptă coeficienţi de majorare a valorilor caracteristice, care ţin seama de toate aspectele problemei ce nu pot fi tratate prin mijloace statistice".

Rezistenţele caracteristice ale materialelor, R_k, sînt definite prin relaţii de tipul

$$R_k = R_m - k \cdot s \tag{37}$$

în care R_m reprezintă media aritmetică a diferitelor rezultate obţinute din încercările materialului, s este abaterea standard a valorilor aleatoare ale rezistenţelor, iar k este un coeficient depinzînd de probabilitatea acceptată apriori de a obţine rezultate ale încărcărilor inferioare lui R_k ; se ia $k = 1{,}64$ (corespunzător unei probabilităţi de 0,05 în distribuţia normală).

Valorile caracteristice ale încărcărilor F_k sînt definite prin relaţia

$$F_k = F_m (1 + k\delta) \tag{38}$$

în care F_m este valoarea încărcării avînd probabilitatea 50% de a nu fi depăşită în timpul existenţei previzibile a construcţiei (valoarea medie a încărcării), δ este coeficientul de variaţie al valorilor aleatoare ale încărcărilor, iar k este un coeficient depinzînd de probabilitatea acceptată apriori de a avea încărcări mai mari decît valoarea F_k ; se ia $k = 1{,}64$, la fel ca la rezistenţe.

În cazul cînd micşorarea unei încărcări este mai periculoasă pentru siguranţa structurii decît majorarea sa, relaţia precedentă trebuie scrisă

$$F_k = F_m (1 - k\delta). \tag{38'}$$

Rezistenţele de calcul ale materialelor R^* sînt definite prin relaţii de tipul

$$R^* = R_k/\gamma_m. \tag{39}$$

Coeficientul γ_m este de fapt funcţie de doi coeficienţi γ_{m1} şi γ_{m2} care ţin seama respectiv de reducerea rezistenţei materialului în ansamblul

Scanned with OKEN Scanner

structurii şi de reducerea rezistenţei datorită defectelor locale, $\gamma_m = f(\gamma_{m1}, \gamma_{m2})$.

Încărcările (acţiunile) de calcul F^* sînt determinate din încărcările (sau acţiunile) caracteristice F_k cu ajutorul coeficientului γ_s prin relaţii de tipul

$$F^* = \gamma_s \cdot F_k. \tag{40}$$

Solicitările de calcul pe structură se definesc ca efectele lui F^*

$$S^* = \text{efectele lui } F^* = \gamma_s \cdot \text{efectele lui } F_k. \tag{41}$$

Coeficientul γ_s este presupus funcţie de coeficienţii parţiali γ_{s1}, γ_{s2} şi γ_{s3}, deci $\gamma_s = f(\gamma_{s1}, \gamma_{s2}, \gamma_{s3})$, unde γ_{s1} ţine seama de posibilitatea ca acţiunile să atingă valori mai defavorabile decît valorile lor caracteristice, γ_{s2} ţine seama de probabilitatea redusă de acţiune simultană a mai multor încărcări, toate cu valoarea lor caracteristică, iar γ_{s3} ţine seama de modificarea defavorabilă a solicitărilor datorită ipotezelor de calcul incorecte şi impreciziilor geometrice de execuţie.

Valorile coeficienţilor γ_m (γ_a pentru armătură şi γ_b pentru beton) se iau din tabelul 5. Valorile coeficienţilor γ_s rezultă din expresiile solicitărilor de calcul S^*.

Tabelul 5

Valorile coeficienţilor γ_m, după C E B – F I P

Stări limită	Oţeluri pentru beton armat sau precomprimat	Beton
Ale capacităţii portante	$\gamma_a = 1{,}15$	$\gamma_b = 1{,}4$ [1]
		$\gamma_b = 1{,}5$ [2]
Ale exploatării	$\gamma_a = 1$	$\gamma_b = 1$

[1]) Beton controlat şi dozat riguros (piese prefabricate în uzină).
[2]) Beton preparat în staţii de betoane sau pe şantier, controlat corespunzător.

Solicitările de calcul pentru stările limită ale exploatării normale se obţin cînd $\gamma_s = 1$, pentru toate tipurile de încărcări.

Solicitările de calcul pentru stările limită ale capacităţii portante sînt

$$S^* = 1{,}5\,(S_{gk} + S_{qk})$$
$$S^* = 0{,}9\,S_{gk} + 1{,}5 S_{qk}. \tag{42}$$

Scanned with OKEN Scanner

Prima relaţie corespunde situaţiei cînd solicitarea maximă se realizează pentru valoarea maximă a încărcărilor permanente, iar cea de a doua relaţie, cînd solicitarea maximă se realizează pentru valoarea minimă a încărcărilor permanente. S_{gk} este valoarea caracteristică a încărcărilor permanente, S_{qk} este valoarea caracteristică a încărcărilor temporare (utile), iar 1,5 şi 0,9 sînt coeficienţii γ_s.

Efectul combinării încărcărilor utile de diferite tipuri $S_{qk} = S_{q1,k} + S_{q2,k} + S_{q3,k} + \cdots$ este prins prin relaţii de forma

$$S^* = 1{,}5\,[S_{gk} + 0{,}9\,S_{q1,k} + 0{,}8 S_{q2,k} + 0{,}7\,(S_{q3,k} + S_{q4,k} \ldots)] \quad (43)$$

unde s-a presupus $S_{q1,k} \geqslant S_{q2,k} \geqslant S_{q3,k} \geqslant \ldots$ etc.

Pentru solicitări extraordinare (cutremure, uragane etc.) se recomandă o grupare de tipul

$$S^* = S_{gk} + S_{qk(permanent)} + S_{ex} \quad (44)$$

în care $S_{qk(permanent)}$ este partea cu caracter permanent din încărcarea temporară caracteristică S_{qk}, iar S_{ex} este încărcarea excepţională definită ca acţiune caracteristică.

Se menţionează că redactarea finală prezentată la cel de al VI-lea Congres al FIP, la Praga în iunie 1970, consemnează în capitolul „Principii generale": „Obiectul principiilor generale de siguranţă, enunţate în Recomandările CEB—FIP este foarte precis, acela de a servi ca material de bază Comisiilor însărcinate cu elaborarea Normelor şi Instrucţiunilor Naţionale, în acord cu condiţiile tehnice şi economice din ţările respective".

Codul ACI 318-71. Comentariul Standardului American pentru Beton Armat, ACI 318-63 [44], enumeră următorii 14 factori aleatori care trebuie evaluaţi sau apreciaţi în legătură cu noţiunea de siguranţă:

1) Valorile de calcul ale încărcărilor.

2) Variaţiile distribuţiilor încărcărilor pe structură faţă de distribuţia considerată în calcule.

3) Modificări în ceea ce priveşte tipul şi mărimea încărcărilor în timpul vieţii structurii.

4) Frecvenţa de apariţie a unui anumit tip de încărcare. Impactul.

5) Aproximaţiile care derivă din metodele de calcul static al structurii.

6) Aproximaţiile care derivă din metodele de dimensionare şi verificare a elementelor structurale.

7) Reliabilitatea valorilor rezistenţelor materialelor.

Scanned with OKEN Scanner

8) Variaţia dimensiunilor reale faţă de cele din proiect.
9) Alte variaţii introduse de calitatea execuţiei.
10) Importanţa elementului care se proiectează.
11) Comportarea elementului în faza de rupere (stadiul ultim).
12) Destinaţia şi funcţiunea construcţiei.
13) Implicaţiile unui accident structural (vieţi omeneşti şi pagube materiale).
14) Implicaţiile economice ale majorării gradului de siguranţă al structurii.

Aceşti factori pot fi grupaţi, după efectele lor, în trei categorii:
— factori care conduc la majorarea încărcărilor;
— factori care conduc la micşorarea rezistenţelor;
— factori care se referă la nivelul siguranţei în funcţie de implicaţiile unui accident.

Pentru un nivel apriori stabilit pentru gradul de siguranţă al structurii, cei trei factori se reduc la primii doi.

ACI 318-63 şi „Proposed revision—1970" [175], actualmente ACI 318-71 utilizează două tipuri de coeficienţi: coeficienţi de supraîncărcare, care se aplică sarcinilor, şi coeficienţi de reducere a rezistenţelor, Φ, care se aplică, evident, la rezistenţe.

În codul ACI coeficienţii de supraîncărcare sînt denumiţi factori de încărcare iar coeficienţii Φ, coeficienţi de reducere a capacităţii.

Valorile ambilor coeficienţi, deşi ţin seama de caracterul aleator al variaţiei rezistenţelor şi sarcinilor, sînt date în cod ca valori deterministe.

Se formulează metoda de calcul în stadiul ultim astfel: structurile şi elementele structurilor vor fi proiectate pentru a avea rezistenţe în toate secţiunile cel puţin egale cu efectele structurale ale încărcărilor acţionînd în grupările indicate de cod; de asemenea, vor fi respectate şi toate condiţiile referitoare la comportarea corespunzătoare în exploatare [175].

Metoda denumită în cod, metodă de proiectare a rezistenţei ultime, este în terminologia europeană o metodă la stări limită.

Conform ACI 318-63, coeficientul Φ ţine seama de variaţiile dezavantajoase pentru siguranţa elementului provenind din:
— valorile de calcul alese pentru rezistenţe;
— calitatea manoperei;
— variaţii ale dimensiunilor;
— controlul calităţii execuţiei.

Coeficienţii de supraîncărcare au rolul de a asigura împotriva următoarelor surse de exces a efectelor încărcărilor:
— aproximaţii introduse de schematizarea sarcinilor;
— aproximaţii care derivă din ipotezele calculelor statice şi de rezistenţă pe structură şi pe element;

Scanned with OKEN Scanner

— simplificări în calculele numerice;
— efecte ale tipului tehnologiei de execuţie.

Coeficienţii de reducere ai rezistenţelor Φ au valori în funcţie de tipul solicitării secţionale la care se verifică elementul, şi anume: pentru încovoiere $\Phi = 0{,}90$; pentru forfecare, torsiune şi aderenţă $\Phi = 0{,}85$; pentru compresiune axială $\Phi = 0{,}7$ (stîlpi fretaţi) şi $\Phi = 0{,}75$ (stîlpi obişnuiţi). Pentru compresiune excentrică se admite o variaţie liniară între valorile $\Phi = 0{,}9$ şi $\Phi = 0{,}7$ în funcţie de excentricitatea compresiunii.

Valorile coeficienţilor de supraîncărcare rezultă din combinaţiile de încărcări recomandate în cod.

Notînd cu P, încărcările permanente, U, încărcările utile, V, încărcările de vînt şi C, încărcările din cutremur, grupările de încărcări pentru proiectarea în stadiul ultim, conform ACI 318-63 [4], sînt:

(I) $1{,}5\,P + 1{,}8\,U$

II) maxim $\begin{cases} 1{,}25\,(P + U + V) \\ 0{,}9\,P + 1{,}1\,V \end{cases}$, dar nu mai puţin decît (I). (45)

În aceste relaţii, în cazul în care se consideră cutremurul, se face substituţia $V = C$. Acţiunea simultană a vîntului şi cutremurului se exclude.

În ACI 318-71 grupările de încărcări pentru proiectarea în stadiul ultim sînt

(I) $1{,}4\,P + 1{,}7\,U$, (46)

(II) maxim $\begin{cases} 0{,}75\,(1{,}4P + 1{,}7U + 1{,}7V) \\ 0{,}9\,P + 1{,}3\,V \end{cases}$, dar nu mai puţin decît (I).

În cazul cutremurului se face substituţia $V = 1{,}1\,C$.

Încărcările cu deformaţii, respectiv efectele cedărilor de reazeme, curgerii lente, contracţiei şi variaţiilor de temperatură se includ la simbolul P, corespunzător încărcărilor permanente; la fel şi presiunile lichidelor. Împingerea pămîntului se consideră încărcare utilă şi se aplică cu coeficientul 1,7; cînd efectul încărcărilor permanente reduce efectul împingerii se utilizează pentru P coeficientul 0,9.

Micşorarea coeficienţilor de supraîncărcare pentru încărcările permanente (de la 1,5 la 1,4) şi pentru încărcările utile (de la 1,8 la 1,7) în ediţia 1971 a codului ACI (faţă de ediţia 1963) este justificată prin cercetări şi experienţă suplimentară şi îmbunătăţirea controlului şi calităţii betonului şi oţelului [175]. Ea conduce la micşorarea

Scanned with OKEN Scanner

coeficientului global de siguranţă cu circa 6% faţă de valoarea după ACI 318-63.

În legătură cu ecuaţia (II) în discuţiile cu privire la propunerea de cod ACI 318-71, Allen [9, 175] a sugerat că pentru turnuri (unde nu există decît sarcini permanente şi din vînt) să se utilizeze gruparea, recomandată şi de Leonhardt [131]

$$0{,}9\,P + 1{,}7\,V \tag{47}$$

în locul grupărilor

$$0{,}75\,(1{,}4\,P + 1{,}7\,V)$$

$$0{,}9\,P + 1{,}3\,V.$$

Justificarea propunerii constă în faptul că factorul 0,75 trebuie interpretat ca factor de reducere care ţine seama de reducerea probabilităţii de acţiune simultană a încărcării maxime din vînt cu încărcarea maximă utilă. În absenţa acesteia, nu poate fi reţinut numai pentru încărcarea permanentă şi cea din vînt.

Deşi propunerea nu a fost în final adoptată, ea a fost recomandată de a fi utilizată eventual, în afara cadrului general al codului, pentru proiectarea la vînt a turnurilor.

1.2.3.3. **Analiza comparată a prescripţiilor CEB—FIP 1970 şi ACI 318-71.** În cele ce urmează se analizează comparat conceptul de coeficient de siguranţă din prescripţiile CEB—FIP 1970 şi ACI 318-71.

Rezistenţe de calcul. În recomandările CEB—FIP 1970 rezistenţa de calcul se defineşte

$$R^* = R_{caract}/\gamma_m = R_{0.05}/\gamma_m = \mathrm{R}_{0.005} \tag{48}$$

$R_{0\,05}$ reprezintă cuantilul 5% al rezistenţelor iar $R_{0.005}$, cuantilul 5‰.

Acceptînd pentru rezistenţe distribuţia normală,

$$R_{0.05} = m_R\,(1 - 1{,}645\,V_R)$$

$$R_{0.005} = m_R\,(1 - 2{,}576\,V_R)$$

unde V_R este coeficientul de variaţie al rezistenţelor, m_R media statistică a valorilor rezistenţelor obţinute din încercări, iar 1,645 şi

2,576 coeficienţi din tabelele legii de distribuţie normală determinaţi în funcţie de probabilităţile 5% şi 5‰.

Ţinînd seama că,

$$\gamma_m = \frac{R_{0,05}}{R_{0,005}} = \frac{1-1{,}645\,V_R}{1-2{,}576\,V_R} \tag{49}$$

şi că în lucrarea [45] $\gamma_{beton} = 1{,}5$ şi $\gamma_{otel} = 1{,}15$, rezultă coeficienţii de variaţie ai rezistenţelor acceptaţi de CEB — FIP, şi anume 11% pentru oţel şi 23% pentru beton [27].

În normele ACI, rezistenţele oţelului şi betonului sînt definite pe baza standardelor ASTM şi respectiv ACI. De exemplu, în lucrarea [175] se recomandă pentru marca betoanelor utilizarea cuantilului $R_{0,01}$. Prin urmare, rezistenţa de calcul a betonului este unde

$$R^* = \Phi \cdot R_{0,01} \tag{50}$$

$\Phi < 1$ are semnificaţia unui coeficient al condiţiilor de lucru.

Pentru condiţii medii de control şi execuţie în lucrarea [3] se apreciază pentru coeficientul de variaţie al rezistenţelor betonului valori de 15—20%.

Solicitări de calcul. Solicitările de calcul se obţin din multiplicarea valorilor din normele de încărcări cu coeficienţi de supraîncărcare n.

$$S^* = n \cdot S_{norme}. \tag{51}$$

Coeficienţii de supraîncărcare au ca scop să asigure împotriva modificărilor distribuţiilor şi intensităţii încărcărilor pe structură şi incertitudinilor cu privire la calculul efectelor lor structurale. Deşi caută să ţină seama de variaţiile aleatoare ale sarcinilor pe structură, deocamdată, datele statistice de care se dispune nu permit fundamentarea probabilistă a valorilor coeficienţilor de supraîncărcare, corelată cu valorile din standardele de încărcări. Din acest motiv, recomandările CEB—FIP, care definesc principial în mod statistic încărcările, recomandă utilizarea directă a valorilor sarcinilor din norme ca valori caracteristice. Totuşi, în cazul cînd se pot calcula cuantilele $S_{0,05}$ sau alte valori similare (pentru vînt şi zăpadă de exemplu, dacă se dispune de înregistrări sistematice) coeficienţii de supraîncărcare se vor aplica la aceste valori, care sînt efectiv valori caracteristice (normate).

Coeficienţi de siguranţă parţiali (diferenţiaţi). În standardele analizate, variabilitatea parametrilor care influenţează rezistenţele

şi sarcinile este introdusă în coeficientul de siguranţă prin folosirea unor coeficienţi de siguranţă parţiali (sau diferenţiaţi).

Aceşti coeficienţi sînt de două tipuri, şi anume: coeficienţi de supraîncărcare, care se aplică sarcinilor şi coeficienţi de reducere a rezistenţelor, care se aplică rezistenţelor.

În recomandările CEB—FIP coeficientul de reducere a rezistenţelor faţă de media statistică este $(1 - k_R \cdot V_R)/\gamma_m$. Luînd $k_R = 1{,}645$ (corespunzător cuantilului $R_{0,05}$ în distribuţia normală) şi $V_R = 23\,\%$ pentru beton şi $11\,\%$ pentru oţel, expresia devine $0{,}62/\gamma_m$ pentru beton şi $0{,}82/\gamma_m$ pentru oţel. Numărătorii au semnificaţia coeficienţilor de omogenitate din prescripţiile romîneşti şi sovietice iar γ_m are semnificaţia unui coeficient al condiţiilor de lucru.

În codul american coeficientul de reducere al rezistenţelor este unic şi notat cu Φ. El se aplică valorilor rezistenţelor betonului şi oţelului definite conform standardelor ACI şi respectiv ASTM şi poate fi privit ca un coeficient al condiţiilor de lucru, efectul omogenităţii fiind conţinut în însăşi definiţia valorilor rezistenţelor [4].

Coeficientul de siguranţă global. Coeficientul global (unic sau total) de siguranţă este un indicator sintetic al siguranţei structurii şi elementelor sale. Dacă rezistenţele şi solicitările de calcul R^* şi S^* se scriu

$$\begin{aligned} R^* &= m_R \cdot C_{\text{reducere a rezistenţelor}} \\ S^* &= m_S \cdot C_{\text{supraîncărcare}} \end{aligned} \tag{52}$$

atunci coeficientul de siguranţă global este conform definiţiei de la pct. 1.2.2

$$C = \frac{m_R}{m_S} = \frac{R^*/C_{\text{reducere a rezistenţelor}}}{S^*/C_{\text{supraîncărcare}}} = \frac{C_{\text{supraîncărcare}}}{C_{\text{reducere a rezistenţelor}}}, \tag{53}$$

condiţia de rezistenţă fiind $R^* \geqslant S^*$ (tabelul 6).

Efectuînd operaţiile indicate de relaţia (54) coeficientul global de siguranţă definit ca raport al rezistenţelor medii faţă de solicitările medii, are ordinul de mărime 4 pentru beton (la compresiune axială), şi 2 pentru oţel (la întindere din încovoiere). De exemplu, după CEB—FIP,

$$\begin{aligned} C_{beton} &= m_R/m_S = 1{,}5/0{,}62 \cdot 0{,}57 = 4{,}25 \\ C_{otel} &= m_R/m_S = 1{,}5/0{,}82 \cdot 0{,}87 = 2{,}1. \end{aligned} \tag{54}$$

Presupunînd că coeficienţii de omogenitate sînt incluşi în rezistenţele materialelor livrate (adică rezistenţa de curgere a oţelului şi

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 6

Valori comparate ale coeficienților diferențiați de siguranță în prescripțiile de calcul CEB—FIP 1970 și ACI 318-71

Prescripția	Coeficienți de majorare a încărcărilor		Coeficienți de reducere a rezistențelor față de media statistică m_R			
	Coeficienți de supraîncărcare		Coeficienți de omogenitate		Coeficienți ai condițiilor de lucru	
	încărcări permanente	încărcări utile	beton (compresiune axială)	oțel (întindere din încovoiere)	beton (compresiune axială)	oțel (întindere din încovoiere)
CEB-FIP 1970	1,5	1,5	0,62 [2]	0,82 [2]	$0{,}85\,\frac{1}{1{,}5} = 0{,}57$ [4]	$\frac{1}{1{,}15} = 0{,}87$
ACI 318-71	1,4	1,7	0,55..0,65 [3]	0,75 [1]	$0{,}85 \cdot 0{,}7 = 0{,}60$ [4]	0,9

[1]) Este dat cuantilul $R_{0,001}$ (după standardele ASTM) cu $V_R = 8\%$ (conform practicii americane), [121].

$R_{0,001} = m_R\,(1 - 3{,}090 \cdot 0{,}08) = 0{,}75\ m_R$.

[2]) $R_{0,05} = m_R\,(1 - 1{,}645 \cdot 0{,}11) = 0{,}82\ m_R$ pentru oțel;

$R_{0,05} = m_R\,(1 - 1{,}645 \cdot 0{,}23) = 0{,}62\ m_R$ pentru beton.

[3]) Sînt dați cuantilii $R_{0,01}$ (conform ACI 318-71) pentru condiții medii de execuție, adică cu $V_R = 15\%$ și $V_R = 20\%$.

$R_{0,01} = m_R\,(1 - 2{,}326 \cdot 0{,}20) = 0{,}55\ m_R$

$R_{0,01} = m_R\,(1 - 2{,}326 \cdot 0{,}15) = 0{,}65\ m_R$.

[4]) Coeficientul 0,85 ține seama de diferența între rezistența instantanee a cilindrului și rezistența sub sarcini de lungă durată a betonului pus în operă.

marca betonului sînt acceptate ca valori caracteristice sau normate) și încărcările din norme sînt acceptate tot ca valori caracteristice sau normate, coeficientul de siguranță convențional definit ca raport al rezistențelor caracteristice (normate) față de încărcările caracteristice (normate) are ordinul de mărime 2,5 pentru beton (la compresiune centrică), și 1,75 pentru oțel (la întindere din încovoiere). De exemplu, după CEB—FIP,

$$\overline{C}_{beton} = R_{caract\ (normal)}/S_{caract\ (normal)} = 1{,}5/0{,}57 = 2{,}63$$
$$\overline{C}_{oțel} = R_{caract\ (normal)}/S_{caract\ (normal)} = 1{,}5/0{,}87 = 1{,}72. \qquad (55)$$

În relațiile (54) și (55) rezistențele betonului sînt date pe cilindrul cu înălțimea 30 cm și diametrul 15 cm. Dacă se dau față de marca pe cub $20 \times 20 \times 20$ cm, se va utiliza coeficientul de transformare 0,83 adică [46],

$$R_{cilindru}\,(15 \times 30\ \text{cm}) = 0{,}83\ R_{cub}\,(20 \times 20 \times 20\ \text{cm}).$$

Din cele arătate în acest paragraf rezultă următoarele concluzii generale :

1) Metodele CEB — FIP și ACI pentru proiectarea betonului armat sînt metode de calcul a capacității portante maxime, denumită în terminologia românească, sovietică și europeană stare limită, iar în cea americană rezistență ultimă.

2) Metoda ACI este o metodă de calcul deterministă; metoda CEB—FIP este o metodă de calcul semiprobabilistă.

3) Ambele metode întrebuințează coeficienți diferențiați (parțiali), și anume : coeficienți de supraîncărcare aplicați sarcinilor și coeficienți de reducere a rezistențelor aplicați, evident, rezistențelor.

4) În cazul cînd se introduce o metodă de calcul probabilistă (sau semiprobabilistă) se acceptă în general temporar următoarele simplificări :

— rezistențele de livrare a materialelor sînt înțelese ca valori normate (terminologie CAER) sau caracteristice (terminologie CEB-FIP);

— valorile încărcărilor din norme se consideră valori normate sau caracteristice.

Aceste simplificări sînt necesare pentru racordarea metodelor probabiliste cu metodele de calcul existente, deterministe.

5) „Argumentul rațional pentru introducerea metodei de calcul la stări limită nu este faptul că produce economii suplimentare ci faptul că ea reprezintă o cale mai bună pentru ca proiectarea să ia în considerație variațiile și îmbunătățirea calității materialelor, manoperii, evaluării încărcărilor" [11].

După cum s-a văzut din analiza efectuată în acest capitol și cum de altfel este evident, valoarea coeficientului global de siguranță, ca indicator sintetic al economiilor, poate fi aleasă mai mare sau mai mică independent de metoda de calcul utilizată.

6) În fine, în privința valorilor numerice concrete din Recomandările CEB—FIP 1970 și Codul ACI 318-71 se pot face următoarele observații :

— coeficienții de supraîncărcare au în general valori diferențiate pentru sarcini utile și permanente, valori care se situează în jurul lui 1,5 (valori $\leqslant 1{,}5$ pentru sarcini permanente și valori $\geqslant 1{,}5$ pentru sarcini utile);

— coeficientul de variație a rezistențelor betonului (la compresiune) față de media statistică, acceptat pentru condiții normale de execuție, este de circa 20%, coeficientul de omogenitate corespunzător fiind de circa 0,6;

Scanned with OKEN Scanner

— coeficientul de variație a rezistențelor oțelului față de media statistică, acceptat pentru condiții normale, este de circa 10%, coeficientul de omogenitate corespunzător fiind de circa 0,8;

— coeficienții condițiilor de lucru sînt de circa 0,6 pentru beton (față de rezistența cilindrului) și 0,9 pentru oțel.

— coeficientul total de reducere a rezistențelor față de media statistică (produsul între coeficientul de omogenitate și cel al condițiilor de lucru) este de circa 0,36 pentru beton la compresiune axială (față de rezistența cilindrului) și 0,7 pentru oțel la întindere din încovoiere.

— conform rezultatelor ecuațiilor (53), (54) și (55):

a) ordinul de mărime al coeficientului global de siguranță definit [(v. fig. 9 și ecuația (12))] ca raportul între media statistică a rezistențelor epruvetelor încercate și media statistică a încărcărilor, $C = m_R/m_S$, este 4 pentru beton (la compresiune centrică) și 2 pentru oțel (la întindere din încovoiere);

b) ordinul de mărime al coeficientului convențional de siguranță definit [v. fig. 9 și ecuația (24)] ca raportul între rezistența caracteristică (normată) și încărcarea caracteristică (normată), $\overline{C} = R_{caract\ (normat)}/S_{caract\ (normat)}$, este 2,5 pentru beton (la compresiune centrică) și 1,7 pentru oțel (la întindere din încovoiere).

1.2.3.4. **Grupări de încărcări în alte prescripții pentru proiectarea betonului armat.** În Anglia, propunerea de Cod Unificat 1969 [34] destinată a înlocui vechiul CP 114 fundamentează calculul betonului armat pe baza metodei stărilor limită. Anglia este astfel prima țară care pe baza recomandărilor CEB—FIP își alcătuiește un cod național în spiritul și pe baza acestor principii.

Rezistențele de calcul se definesc la fel ca în recomandările CEB—FIP.

Valorile coeficienților de supraîncărcare pentru calculul capacității portante maxime rezultă din grupările,

$$\text{(I)}\ 1{,}4\,P + 1{,}6\,U;\quad \text{(II)}\ 1{,}4\,(P + V);\quad \text{(III)}\ 1{,}25\,(P + U) + 1{,}2\,V \qquad (56)$$

unde P, U și V reprezintă respectiv încărcările permanente, utile și din vînt.

Dacă încărcarea permanentă are efect favorabil asupra siguranței elementului ce se proiectează, în relațiile (56) coeficientul lui P se înlocuiește cu 1 sau 0,9.

Scanned with OKEN Scanner

În Franța, Règles CC BA [181] dezvoltă metoda rezistențelor admisibile, dar cu coeficienți diferențiați, aplicați atît la sarcini cît și la rezistențe.

Rezistența betonului se prescrie

$$R = m_R - 0{,}8\,\sigma_R,$$

unde m_R este media statistică a probelor încercate, iar σ_R abaterea standard. Rezultă că rezistența betonului se definește (admițînd pentru rezistențe distribuția gaussiană) prin cuantilul $R_{0,21}$, adică valoarea cu probabilitatea 21% de a se obține valori mai mici decît ea.

Rezistența oțelului se prescrie

$$R = m_R - 2\,\sigma_R$$

adică prin cuantilul $R_{0,023}$.

Rezistențele admisibile ale materialelor se definesc prin fracțiuni din cuantilii $R_{0,21}$ și $R_{0,023}$. De exemplu, în cazuri uzuale, rezistența admisibilă la compresiune centrică a betonului se ia $\sigma_{adm} = (1/4)R_{0,21}$ iar rezistența admisibilă la întindere a oțelului se ia $\sigma_{adm} = (2/3)R_{0,023}$.

Încărcările se introduc în calcule majorate de coeficienți, denumiți de ponderare, în două grupări, și anume

$$\text{(I)}\begin{cases} P + 1{,}2\,U + T \\ P + U + V + T \end{cases} \qquad \text{(II)}\begin{cases} P + 1{,}5\,U + 1{,}5\,V + T \\ P + U + T + C \end{cases} \tag{57}$$

unde P, U, T, V și C reprezintă respectiv încărcările permanente, utile, din temperatură, vînt (sau zăpadă) și cutremur.

Condiția (II) reprezintă o condiție mult mai severă decît condiția (I). Se folosește numai în cazuri speciale și atunci se ia pentru rezistența betonului la compresiune valoarea $1{,}5\,(1/4)R_{0,21}$, iar pentru rezistența oțelului la întindere valoarea $R_{0,023}$. Condiția (II) conduce deci la o verificare la limita superioară a comportării elastice.

Ținînd seama de modul de definire a rezistențelor și coeficienților, metoda din Règles CC BA 68 este o metodă de calcul de natură probabilistă.

În R.F.G., în DIN 1045 [65] se consemnează metoda de calcul a rezistențelor admisibile, deterministă.

În Italia, în CNR UNI 10019-69 [41] se recomandă calculul elastic pe baza rezistențelor admisibile. Se prevede însă și posibilitatea calculului la rupere cu coeficient de siguranță unic (2,25 sau 2,00) după cum gruparea de încărcări este fundamentală sau acciden-

Scanned with OKEN Scanner

tală. Coeficienţii daţi sînt la oţel pentru întindere şi la beton pentru compresiune şi se aplică faţă de rezistenţa de curgere a oţelului şi faţă de 50% din marca betonului pe cubul de $20 \times 20 \times 20$ cm. Ambele metode sînt evident deterministe.

În Israel, SI 466 [115] prevede pentru metoda de calcul la rupere deterministă următorii coeficienţi definiţi în funcţie de tipul grupării de încărcări şi de felul solicitării secţionale,

$$\text{(I) } 1{,}2\ P + 2{,}4\ U + 0{,}6\ V\ ;\ \text{(II) } K\ (P + U + 0{,}5\ V)\ ;$$
$$\text{(III) } K\ (P + 0{,}5\ U + V) \tag{58}$$

unde K se ia 1,8 pentru încovoiere şi forfecare, 2 pentru compresiune excentrică şi 2,5 pentru compresiune axială.

În Brazilia, NB-1 [153] prevede pentru metoda de calcul la rupere coeficienţi de siguranţă definiţi determinist astfel: la încovoiere, pentru gruparea fundamentală 1,65, iar pentru cea accidentală 2; la compresiune, pentru gruparea fundamentală 2, iar pentru cea accidentală 2,4.

Standardele australiene şi canadiene (AS CA 2-1963 [14] şi CSA A 23 3 [53], sînt inspirate din ACI 318-63. Definesc determinist atît metoda de calcul a rezistenţelor admisibile cît şi metoda de calcul la rupere, cu coeficienţi diferenţiaţi (metoda de calcul a rezistenţei ultime). Valorile coeficienţilor de supraîncărcare, în funcţie de grupările de sarcini, sînt de exemplu în AS CA2—1963 următoarele,

$$\begin{aligned} &\text{(I)}\ \ 1{,}2\ P + 2{,}4\ U + 0{,}6\ V\ ; && \text{(III) } \Omega\ (P + U + 0{,}5\ V)\ ; \\ &\text{(II) } 1{,}2\ P + 0{,}6\ U + 2{,}4\ V\ ; && \text{(IV) } \Omega\ (P + 0{,}5\ U + V) \end{aligned} \tag{59}$$

unde $\Omega = 2$ pentru compresiune şi compresiune excentrică şi $\Omega = 1{,}8$ pentru încovoiere.

În CSA A 23.3 factorii de supraîncărcare se dau în următoarele combinaţii de încărcări:

$$\text{(I) } 1{,}5\ P + 1{,}8\ (U + Z + X)$$

$$\text{(II) } \begin{cases} 1{,}35\ P + 1{,}35\ (U + Z + X + V) \\ \text{sau } 0{,}9\ P + 1{,}35\ V \end{cases} \tag{60}$$

$$\text{(III) } 1{,}2\ P + 1{,}2\ (U + Z + X + T + V)$$

Scanned with OKEN Scanner

unde P, U, Z, V, T și X reprezintă încărcările permanente, utile, din zăpadă, vînt, temperatură și deplasări.

Fără a deveni metode standardizate, în Anglia au mai fost enunțate unele metode pentru evaluarea siguranței pornind de la considerente probabiliste [217, 185]. Astfel, raportul „Ultimate load design of concrete structures" [217], consideră că valoarea sarcinii ultime și raportul său față de sarcina de exploatare este singura măsură reliabilă a siguranței.

Coeficientul de siguranță astfel definit se determină pentru structuri de beton apreciind importanța relativă w a următorilor șase parametri cu formula:

$$1{,}25 \leqslant \frac{\Sigma w}{32} + 1{,}25 \leqslant 2{,}03 \qquad (61)$$

1) consecințele unui accident (umane sau economice); se ia $w = 0$ (neimportante) pînă la $w = 8$ (foarte serioase);

2) calitatea manoperei; se ia $w = 0$ (foarte bună) pînă la $w = 4$ (slabă);

3) condițiile de încărcare, inclusiv combinațiile de încărcări; se ia $w = 0$ (corecte și controlabile) pînă la $w = 4$;

4) importanța elementului în structură; se ia $w = 0$ (neimportantă) pînă la $w = 4$ (esențială);

5) ruperea este anunțată prin semne exterioare de avertizare; se ia $w = 0$ (semne ample) pînă la $w = 4$ (fără avertizări);

6) scăderea în timp a rezistențelor, inclusiv întreținerea; se ia $w = 0$ sau 1.

În lucrarea [217] se consideră pentru calcule că rezistențele oțelului și betonului sînt determinate statistic cu relații de tipul:

$$R = m_R - 2{,}33\,\sigma_R$$

adică prin cuantilul $R_{0,01}$ (în distribuția gaussiană). Valoarea 1,0 a coeficientului de siguranță se apreciază că ar corespunde unei probabilități de pierdere a capacității portante între 10^{-1} și $4 \cdot 10^{-3}$.

1.2.3.5. Gruparea încărcărilor în prescripțiile de proiectare a structurilor metalice în domeniul elastic. În practica curentă, în majoritatea țărilor lumii, metoda uzuală de proiectare a construcțiilor metalice prevede calculul elastic atît pentru structură cît și pentru secțiuni.

În țara noastră acest calcul este legiferat prin STAS 763/1-1966 „Construcții civile industriale și agricole. Prescripții pentru proiec-

Scanned with OKEN Scanner

tarea construcţiilor metalice". Valorile rezistenţelor admisibile (şi implicit ale coeficienţilor de siguranţă) sînt definite pe baze deterministe, metoda de calcul elastic fiind prin tradiţie o metodă de calcul deterministă.

În normele franceze Règles CM 66, [183], pe baza Recomandărilor Convenţiei Europene de Construcţii Metalice [48] calculul elastic al construcţiilor metalice are formulare probabilistă. Astfel, în Règles CM 66 se spune: concepţia, dimensionarea şi realizarea scheletului metalic trebuie să fie astfel încît probabilitatea de ieşire din funcţiune a structurii să fie aleasă în raport cu consecinţele unui asemenea accident. Această probabilitate caracterizează gradul de siguranţă al structurii metalice şi este funcţie de incertitudini privind:

— încărcările;
— simultaneitatea acţiunii încărcărilor aleatoare;
— calitatea materialelor;
— comportarea reală a structurii şi ipotezele admise în calcule;
— imperfecţiunile de execuţie.

Aceste incertitudini sînt acoperite prin utilizarea unor coeficienţi denumiţi de ponderare, care se aplică eforturilor, diferenţiat în funcţie de natura şi tipul încărcărilor. Astfel:

— pentru încărcări permanente (greutatea proprie etc.) se ia $4/3 = 1{,}33$ (sau 1 dacă încărcarea permanentă are efect favorabil asupra rezistenţei elementului care se calculează);

— pentru încărcări variabile (încărcări utile, zăpadă, vînt) se ia $3/2 = 1{,}5$. Această valoare se reduce la $17/12 = 1{,}41$ cînd se aplică simultan la două încărcări din cele trei (utile, vînt, zăpadă) sau la $4/3 = 1{,}33$ dacă se aplică simultan la toate trei tipurile de încărcări;

— pentru efectele variaţiilor de temperatură se ia $4/3 = 1{,}33$.

Condiţiile de rezistenţă au forma:

$$
\begin{aligned}
&\text{(I)} \quad \begin{cases} 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t) + 3/2\ \sigma_u \leqslant \sigma_e \\ 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t) + 3/2\ \sigma_v \leqslant \sigma_e \\ 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t) + 3/2\ \sigma_z \leqslant \sigma_e \end{cases} \\
&\text{(II)} \quad \begin{cases} 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t) + 17/12\,(\sigma_u + \sigma_v) \leqslant \sigma_e \\ 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t) + 17/12\,(\sigma_u + \sigma_z) \leqslant \sigma_e \\ 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t) + 17/12\,(\sigma_v + \sigma_z) \leqslant \sigma_e \end{cases} \\
&\text{(III)} \quad 4/3\,(\sigma_p + \sigma_t + \sigma_u + \sigma_v + \sigma_z) \leqslant \sigma_e.
\end{aligned}
\tag{62}
$$

unde σ_e se defineşte probabilist prin cuantilul $R_{0{,}023}$ (în distribuţia Gauss).

Dacă σ_p are efect favorabil asupra rezistenței elementului ce se proiectează, în toate relațiile anterioare cantitatea $+4/3\ \sigma_p$ se înlocuiește cu $-\sigma_p$, restul coeficienților rămînînd neschimbați. În expresiile (66) σ_p, σ_t, σ_u, σ_v și σ_z reprezintă eforturile unitare maxime pe secțiune datorită încărcărilor permanente, temperaturii, încărcărilor utile, vîntului și zăpezii iar σ_e reprezintă limita de elasticitate a materialului. Verificările secțiunilor prin condițiile de rezistență (66) sînt făcute pentru limita superioară a comportării elastice.

Calculul static al construcțiilor metalice se efectuează după Règles CM 66 considerînd comportarea elastică în ipotezele și metodele teoriei structurilor.

1.2.3.6. **Gruparea încărcărilor în prescripțiile de proiectare a structurilor metalice în domeniul plastic.** În lucrarea [8] se definește calculul în domeniul plastic ca metoda de proiectare a grinzilor și cadrelor de oțel bazată pe capacitatea portantă maximă. Definiția presupune deci că atît calculul static de ansamblu al structurii, cît și verificările de rezistență se fac pentru domeniul postelastic. Astfel, în calculul plastic al structurilor metalice se acceptă redistribuția eforturilor interne în zonele cu momente încovoietoare mari. Sarcina ultimă, limită sau de rupere este sarcina care poate fi preluată de structură înainte de apariția numărului suficient de articulații plastice care o transformă în mecanism. Ea este legată de comportarea întregii structuri și se găsește față de sarcina de exploatare într-un raport a cărui valoare este dată de factorul de încărcare.

Legătura dintre această definiție și definițiile probabiliste ale coeficientului de siguranță este dată de Freudenthal [77].

Deși reprezintă o măsură a siguranței, factorul de încărcare nu poate fi identificat cu noțiunea de coeficient de siguranță așa cum aceasta a fost definită la pct. 1.2.2 [77].

În redactările prescripțiilor pentru calculul plastic al structurilor se consideră că factorii de încărcare, aplicați sarcinilor, acoperă nu numai posibilitatea unei supraîncărcări ci și alte incertitudini privind comportarea structurii în exploatare. De exemplu, în lucrarea [230] se iau în considerare:

— aproximații și imperfecțiuni ale metodei de calcul;
— calitatea manoperei;
— prezența eforturilor reziduale și a concentrărilor de eforturi;
— subevaluări ale caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor:
— variații ale dimensiunilor elementelor;
— destinația și amplasamentul construcției;
— variabilitatea încărcărilor

Scanned with OKEN Scanner

Valorile factorilor de încărcare din principalele prescripții de calcul plastic al construcțiilor metalice după Lynn S. Beedle, Le Wu-Lu și Lee Chong Lim sînt date în tabelul 7.

Tabelul 7

Factori de încărcare pentru calculul plastic al construcțiilor metalice în diferite țări (coeficienți unici) [138].

Țara, prescripția	Gruparea de încărcări	
	permanente + utile	permanente + utile + + vînt (sau cutremur)
S.U.A AISC 1969	1,70	1,30
Australia SAA.AS.CA1.1968	1,75	1,40
Belgia NBN.1	1,68	1,49
Canada CSA.S16.1969	1,70	1,30
R.F.G. DIN 1050	1,71	1,50
India IS.800-1962	1,85	1,40
Africa de Sud BSS.449.1959	1,75	1,40
Suedia SBN.67	1,57	1,34
Anglia BSS.449	1,75*)	1,40

*) 1,50 la cadre multietajate contravîntuite.

Valorile din tabelul 7 sînt valori deterministe și deci în normele enumerate calculul plastic al construcțiilor metalice este fundamentat pe baze deterministe.

Scanned with OKEN Scanner

Se menţionează că în calculul plastic al structurilor metalice, modulul de rezistenţă la încovoiere este $W_{plastic} = \eta \cdot W_{elastic}$, unde $\eta > 1$ este coeficientul de adaptare al secţiunii.

1.2.3.7. **Concluzii.** Metodele pentru calculul siguranţei elementelor structurale pot fi clasificate după două criterii şi anume:

1. După modul de introducere al coeficienţilor de siguranţă:

— *metoda rezistenţelor admisibile*, unde eforturile sub acţiunea încărcărilor maxime sînt comparate cu fracţiuni din rezistenţele de curgere sau rupere a materialelor;

— *metoda rezistenţelor ultime* (*limită sau de rupere*), unde solicitările majorate sînt comparate cu capacitatea portantă maximă a structurii.

2. După concepţia cu privire la siguranţa structurii:

— *metode deterministe*, în care parametrii de bază (încărcări şi rezistenţe), sînt considerate nealeatoare (adică au o variabilitate care nu este guvernată de legile fenomenelor întîmplătoare);

— *metode probabiliste*, în care parametrii de bază se consideră că au o variabilitate guvernată de legile teoriei matematice a probabilităţilor.

În forma practică metodele probabiliste au de fapt un caracter semiprobabilist şi în consecinţă trebuie denumite metode semiprobabiliste.

Prin urmare, metodele pentru calculul siguranţei elementelor structurale din beton armat pot fi clasificate în următoarele patru tipuri distincte [23]:

1) metoda rezistenţelor admisibile deterministă (cunoscută şi sub denumirea de metoda rezistenţelor admisibile „tradiţională");

2) metoda rezistenţelor ultime deterministă (cunoscută şi sub denumirea de metoda de calcul „la rupere");

3) metoda rezistenţelor admisibile semiprobabilistă;

4) metoda rezistenţelor ultime semiprobabilistă (cunoscută şi sub denumirea de metoda de calcul „la stări limită");

Metoda rezistenţelor admisibile deterministă (*tradiţională*). Această metodă stă la baza prescripţiilor în vigoare din Japonia (Standard Building Law), Italia (CNR UNI 10019-69), Anglia (CP 114 — 1969), R. F. G. (DIN 1045), a fostelor prescripţii americane (ACI 318-63), franceze (Règles BA 60) etc.

În cadrul metodei se definesc eforturi unitare admisibile, în beton şi armătură, pentru anumite grupări fundamentale de încărcări, grupări alcătuite de obicei din sarcinile permanente şi utile.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru alte grupări, care conţin în afara sarcinilor permanente şi utile şi încărcări climatice (vînt, zăpadă, temperatură), sau seismice se admit majorări ale eforturilor admisibile de 25—50% (tabelul 8).

Tabelul 8

Majorarea eforturilor admisibile în funcţie de tipul grupării de încărcare (exemple)

Nr. crt.	Ţara, prescripţia	Gruparea de încărcări	Efortul admisibil
1	Anglia, CP.114.Part 2-1969	P + U P + U + V	100% 125%
2	Canada, CSA A23.3-1963	P + U P + U + V sau C P + U + V + T	100% 133% 150%
3	Franţa *) Règles BA 60	P + 1,2 U + T	Construcţii definitive 100% Construcţii provizorii 125%
		P + 1,2 U— T + V + Z	Construcţii definitive 112% Construcţii provizorii 140%
4	Italia, CNR UNI 10019-69	P + U + Z P + U + Z + V + T	100% 112,5%
5	Japonia, Building Standard Law	P + U P + U + 0,7 Z	100%
		P + U + Z P + U + V P + U + C P + U + V + 0,35 Z P + U + C + 0,35 Z	200% — beton 150% — oţel
6	S.U.A. ACI 318-63	P + U	100%
		P + U + V P + U + C	133%

*) Nu mai sînt în vigoare în anul 1972.

Coeficienţii de siguranţă se aplică la rezistenţe, definind rezistenţele admisibile :

$$R_{adm} = \frac{R_{rupere\ (curgere)}}{C_{siguranţă}}$$

Scanned with OKEN Scanner

Au valori diferențiate în funcție de tipul grupării de încărcări (așa cum s-a văzut anterior) și de obicei diferențiat și în funcție de tipul solicitării (tabelul 9).

Tabelul 9

Eforturi admisibile (exemple)

Nr. crt.	Țara prescripția	Eforturi admisibile în beton			Eforturi admisibile în armătură, la întindere
		Compresiune centrică	Compresiune din încovoiere	Forfecare, în grinzi	
1	Anglia, CP 114- Part 2-1969	$0{,}75 \cdot \frac{1}{2{,}73} B$	$\frac{1}{2{,}73} B$	$\frac{B}{50}+2{,}7 \leqslant 9 kgf/cm^2$	$0{,}45 \ldots 0{,}55 \sigma_c$
2	Australia, AS CA2-1963	0,207B	0,375B	$0{,}017B+1{,}4 \leqslant \leqslant 6{,}5$ kgf/cm²	$0{,}4 \ldots 0{,}6 \sigma_c$
3	Franța Règles BA 60 *)	0,2—0,25B	0,4—0,5B	—	$2/3 \sigma_c$
4	R. F. G. DIN 1045*)	$\frac{1}{3} B$	$\frac{1}{3} B$	Valori numerice	Valori numerice
5	India IS :456 :1957 rev. 1965	0,26B	0,34B	$0{,}034B < < 10{,}5 kgf/cm^2$	$0{,}5 \ldots 4/7 \sigma_c$
6	Japonia, Building Standard Law	$\frac{1}{3} B$	$\frac{1}{3} B$	$\frac{1}{3} B$	Valori numerice
7	S.U.A., ACI 318-63	0,207B	0,375B	0,265B	$0{,}4 \div 0{,}5 \sigma_c$

*) Nu mai sînt în vigoare în anul 1972.
B — marca betonului, la 28 zile, pe cubul de 20 × 20 × 20 cm.
σ_c — limita de curgere a oțelului.
σ_c — limita de elasticitate a oțelului.

Scanned with OKEN Scanner

Metoda rezistențelor ultime deterministă („metoda de calcul la rupere)“. A stat la baza prescripțiilor românești (STAS 1546-50)

Tabelul 10

Metoda rezistențelor ultime deterministă (metoda de calcul la rupere). Exemple

Nr. crt.	Țara, prescripția	Grupări de încărcări „coeficienți de siguranță"	Rezistența de rupere (ultimă) a betonului la compresiune	Rezistența de curgere a oțelului la întindere
1.	România, STAS 1546-50	Pentru U/P⩽2 — Compresiune (stîlpi, arce) 2 (P+U) 1,8 (P+U+V+Z+T) 1,6 (P+U+Z+T+C) — Încovoiere (grinzi, plăci) 1,8 (P+U) 1,6 (P+U+V+Z+T) 1,5 (P+U+Z+T+C) — Forfecare, întindere 2,2 (P+U) 2,0 (P+U+V+Z+T) 1,8 (P+U+Z+T+C)	— Compresiune centrică 0,8 ... 0,6 B — Compresiune din încovoiere 1,0 ... 0,75 B.	σ_c
2.	Australia, AS CA2-1963	1,2 P+2,4 U+0,6 V 1,2 P+0,6 U+2,4V Ω (P+U+0,5V) Ω (P+0,5U+V) — Compresiune centrică și excentrică Ω = 2,0 — Încovoiere Ω = 1,8	0,705 B	σ_c
3.	Italia, CNR UNI 10019-69	2,25 (P+U+Z) 2,00 (P+U+Z+V+T)	0,5 B	σ_c
4.	S.U.A. ACI 318-63 *)	1,5 P+1,8 U 1,25 (P+U+V) 1,25 (P+U+C)	Φ (0,705 B) — Compresiune centrică Φ = 0,7...0,75 — Compresiune din încovoiere : Φ = 0,9	Φ · σ_c — Întindere din încovoiere Φ = 0,9 — Forfecare Φ = 0,85

*) Nu mai este în vigoare în 1971, înlocuit cu ACI 318-71 în anul 1971.
B — marca betonului la 28 zile, pe cubul de 20 × 20 × 20 cm.
σ_c — limita de curgere a oțelului la întindere.

Scanned with OKEN Scanner

abrogate în anul 1970. Este consemnată în prescripţiile americane (ACI 318-63), braziliene (NB — 1, 1960), australiene (AS CA2-1963), din Israel (SI 466, 1963) etc.

Coeficienţii de siguranţă se aplică la solicitări (S) definind solicitările de rupere (ultime):

$$S_{rupere} = C_{siguranţă} \cdot S.$$

De regulă, mărimile acestor coeficienţi se aleg diferenţiat, pentru diferite tipuri de sarcini şi de obicei diferenţiat şi în funcţie de tipul solicitării (tabelul 10).

Metoda rezistenţelor admisibile semiprobabilistă. Această metodă este legiferată în Franţa în Règles CC BA 68 (din anul 1968).

Diferenţa faţă de metoda rezistenţelor admisibile deterministă constă în faptul că coeficienţii de siguranţă se aplică faţă de marca betonului (B) şi limita de elasticitate a oţelului (σ_e), definite cu o anumită probabilitate de a apare valori mai mici decît B şi respectiv σ_e. Astfel,

$$R_{adm} = \frac{R_{rupere\ (curgere)\ definit\ probabilist}}{C_{siguranţă}}$$

Marca betonului se defineşte prin cuantilul $B_{21\%}$, adică prin valoarea cu probabilitatea 21% de a apare valori mai mici decît ea.

Limita de elasticitate a oţelului se defineşte prin cuantilul $\sigma_{2,3‰}$, adică prin valoarea cu probabilitatea de 2,3‰ de a apare valori mai mici decît ea (tabelul 11).

Tabelul 11

Metoda rezistenţelor admisibile semiprobabilistă

Nr. crt.	Ţara, prescripţia	Grupări de încărcări *)	Rezistenţe admisibile	
			Beton, la compresiune centrică	Oţel, la întindere
1.	Franţa, Règles CC BA 68	$\frac{P+1,2U+T}{P+U+(V+Z)+T}$	$(0,207...0,25)B_{0.21}$	$\frac{2}{3}\sigma_{e\,0.023}$
		$\frac{P+1,5U+1,50[1,75(V+Z)]+T}{P+U+T+C}$	$1,5(0,207...0,25)B_{0.21}$	$\sigma_{e\,0.023}$

*) (V+Z) sînt valorile normale ale sarcinilor climatice.
1,75 (V+Z) sînt valorile excepţionale ale sarcinilor climatice.

Scanned with OKEN Scanner

Metoda rezistențelor ultime semiprobabilistă (*„metoda la stări limită"*). Această metodă stă la baza prescripțiilor din U.R.S.S. (SNIP II.B—1.62), România (STAS 8000-67 și normativul P58-70), a Recomandărilor CEB—FIP 1970, precum și a Propunerilor de norme pentru calculul betonului armat din Anglia, Norvegia și alte țări europene.

Se notează că metoda semiprobabilistă a stărilor limită a fost formulată pentru prima dată în U.R.S.S., cu mai mult de două decenii în urmă și a reprezentat un act de progres tehnic deosebit și de avangardă. Totuși considerațiile teoretice și datele statistice au fost uneori incomplete și aplicarea practică a metodei a resimțit aceste elemente.

Metoda „la stări limită", în formularea CEB — FIP, la care au participat și specialiștii sovietici (Gvozdev, Mihailov) este la ora actuală probabil cel mai avansat prototip al unui standard semiprobabilist pentru calculul betonului armat. Ea a fost adoptată din anul 1970 și de Organizația Internațională de Standardizare (I.S.O.).

În cadrul metodei se definesc solicitările limită (ultime) și rezistențele limită (ultime) :

$$\begin{aligned} S_{calcul} &= C_{supraîncărcare} \cdot S_{caract\ (normat)} \\ R_{calcul} &= C_{condiții\ de\ lucru} \cdot R_{caract\ (normat)} \end{aligned} \tag{63}$$

În terminologia CEB—FIP—ISO, valorile normate (terminologie CAER) sînt denumite valori caracteristice.

Valorile normate sau caracteristice ale rezistențelor R și încărcărilor S se definesc probabilist.

De exemplu, rezistența normată sau caracteristică R_p, sau cuantilul R_p al rezistențelor, este rezistența cu probabilitatea p de a apare valori mai mici decît R_p ; la fel, încărcarea normată sau caracteristică S_q, sau cuantilul S_q al sarcinilor, este încărcarea cu probabilitatea $(1 - q)$ de a apare valori mai mari decît S_q :

$$P(R \leqslant R_p) = q; \qquad P(S > S_q) = 1 - q$$

În statistica matematică cuantilii R_p și S_q se pot exprima în funcție de rezistența medie, R_{med} și respectiv sarcina medie, S_{med}, astfel

$$\begin{aligned} R_p &= R_{med} - k\sigma_R = R_{med}(1 - kV_R) & V_R &= \sigma_R / R_{med} \\ S_q &= S_{med} + k\sigma_S = S_{med}(1 + kV_S) & V_S &= \sigma_S / S_{med} \end{aligned}$$

în care V_R și V_S sînt coeficienții de variație ai rezistențelor și sarcinilor, iar mărimea coeficienților k se alege din tabelele legilor de distri-

Scanned with OKEN Scanner

buţii statistice în funcţie de tipul distribuţiei (Gauss, Student, Gumbel, etc.) şi mărimea lui p, respectiv q. (De exemplu, pentru $p = 0{,}05 = 5\%$, în distribuţia Gauss $k = 1{,}645$, în distribuţia Gumbel $k = 1{,}885$ etc.). Se poate scrie deci,

$$R_{caract\ (normat)} = R_{med}\,(1 - kV_R)$$
$$S_{caract\ (normat)} = S_{med}\,(1 + kV_S). \tag{64}$$

Paranteza $(1 - kV_R)$ este coeficientul de omogenitate al rezistenţelor şi similar, $(1 + kV_S)$ este coeficientul de omogenitate al sarcinilor.

Mărimile coeficienţilor de omogenitate au deci o semnificaţie statistică şi relaţiile de mai sus exprimă definirea probabilistă a rezistenţelor şi sarcinilor normate în metoda de calcul „la stări limită".

Coeficienţii condiţiilor de lucru şi de supraîncărcare se definesc determinist şi ţin seama de diferenţele care nu sînt de natură statistică între modelul de calcul al proiectantului şi realitate.

Prin urmare, definirea valorilor de calcul ale rezistenţelor şi solicitărilor are un caracter determinist-probabilist, sau altfel spus semiprobabilist.

Condiţia de rezistenţă pentru verificarea siguranţei unui element structural, în metoda la stări limită, are forma generală

$$S_{calcul} \leqslant R_{calcul}$$

unde S_{calcul} este efectul încărcării de calcul.

Deci

$$C_{supraîncărcare} \cdot \underbrace{(1 + kV_s) \cdot S_{med}}_{S_{caract\ (normat)}} \leqslant C_{condiţii\ de\ lucru} \cdot \underbrace{(1 - kV_R) \cdot R_{med}}_{R_{caract\ (normat)}}. \tag{65}$$

Ţinînd seama de definiţia coeficientului global de siguranţă (v. fig. 1 şi 9),

$$C = \frac{R_{med}}{S_{med}}$$

rezultă din relaţiile precedente

$$C = \frac{C_{supraîncărcare}\,(1 + kV_s)}{C_{condiţii\ de\ lucru} \cdot (1 - kV_R)}$$

Scanned with OKEN Scanner

Cum, de obicei, valorile sarcinilor permanente şi utile nu se definesc statistic, mărimea coeficientului global de siguranţă în metoda semiprobabilistă la stări limită poate fi luată,

$$C \approx \frac{C_{supraîncărcare}}{C_{condiţii\ de\ lucru} \cdot C_{omogenitate\ material}} \cdot \qquad (66)$$

Coeficienţii de supraîncărcare, condiţii de lucru şi de omogenitate a materialului se denumesc de obicei coeficienţi de siguranţă parţiali.

În fine, coeficientul de siguranţă convenţional (v. fig. 9) definit

$$C' = \frac{R_p}{S_q} = \frac{R_{caract\ (normat)}}{S_{caract\ (normat)}}$$

se poate exprima în metoda de calcul semiprobabilistă a stărilor limită, anolog cu C, pornind de la condiţia generală de rezistenţă

$$S_{calcul} \leqslant R_{calcul} \cdot$$

Astfel din

$$C_{supraîncărcare} \cdot S_{caract\ (normat)} < C_{condiţii\ de\ lucru} \cdot R_{caract\ (normat)}$$

se obţine

$$C' = \frac{C_{supraîncărcare}}{C_{condiţii\ de\ lucru}} \cdot \qquad (66')$$

Valorile numerice ale lui C şi C' (după CEB—FIP—ISO) sînt discutate la pct. 1.2.3.3.

În concluzie, analiza siguranţei unui element proiectat după diferite prescripţii trebuie să ţină seama simultan de toţi coeficienţii de siguranţă parţiali şi implicit de modul de definire statistică a sarcinilor şi calităţii materialelor puse în operă (tabelul 12).

Se notează că criteriile pentru controlul statistic al calităţii betoanelor în diferite ţări nu sînt uniforme.

Astfel, de exemplu, în noul cod american pentru beton armat din anul 1971, ACI 318-71, se prevede că probele pentru controlul calităţii betonului vor fi recoltate cel puţin una pe zi, una la fiecare 455 m² de beton pus în operă, dar minimum 5 pentru o anumită marcă de beton.

În general, controlul calităţii betonului se va face pe cel puţin 30 probe, iar rezistenţa folosită ca bază pentru reţeta betonului va depăşi marca cerută prin proiect cel puţin cu :

28 kgf/cm², dacă abaterea standard este $\leqslant$21 kgf/cm²

39 kgf/cm², dacă abaterea standard este de 21—28 kgf/cm²

Scanned with OKEN Scanner

Țara, prescripția	Grupări de încercări pentru stările limită ale capacității portante (coeficienții de supraîncărcare)
România, Normativul P58-70 și C 128-71 și STAS 438-67	Max. $\begin{cases} 1{,}3\ (P+U+Z) \\ 1{,}2\ (P+U+Z+V+T) \\ 1{,}0\ (P+U+Z+T+C) \end{cases}$ cînd $Z \geqslant 0{,}3\ (P+U)$: $\left(1+\frac{Z}{P+U}\right)(P+U+Z)$
Recomandările CEB — FIP — I.S.O., 1970	Max. $\begin{cases} 1{,}5\ (P+U) \\ 0{,}9\ (P+1{,}5U) \end{cases}$ $1{,}5\ (P+0{,}9\ U_1+0{,}8\ U_2+0{,}7\ (U_3+\ldots)$ $P+U$ permanent $+C$
S.U.A., Codul ACI 318-71 *) și ACI 215-65 ASTM standard	$1{,}4\ P+1{,}7\ U$ Max. $\begin{cases} 0{,}75\ (1{,}4\ P+1{,}7\ U+1{,}7\ V) \\ 0{,}90\ (P+1{,}3\ V) \end{cases}$ Pentru cutremur se face substituția $V=1{,}1\ C$
Anglia, Propunere de Cod Unificat, 1968	— Numai sarcini permanente și utile $1{,}4\ P+1{,}6\ U$ — Pentru stabilitate max. $\begin{cases} 1{,}25\ (P+U)+1{,}5V \\ 0{,}9\ P+1{,}5\ V \end{cases}$ — Pentru calcule de rezistență max. $\begin{cases} 1{,}25\ (P+U+V) \\ P+1{,}25V. \end{cases}$

*) Metoda ACI 318-71 nu este prin concepție o metodă probabilistă; totuși entul 0,75 (de nesimultaneitate a sarcinilor P, U și V) are tot o semnificație proba-

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 12

a rezistențelor în metoda semiprobabilistă a stărilor limită

Definirea statistică a mărcii betonului			Definirea statistică a limitei de curgere a oțelului	
Cuantilul	Coeficientul de variație		Cuantilul	Coeficientul de variație
$\approx B_{15\%}$	Pentru $B \geqslant B\ 200$		—	5—6%
	Grad de omogenitate	Coeficient de variație		
	I	10%		
	II	10—15%		
	III	15—20%		
(C 128-71)	(C 128-71)			STAS 438-67
$B_{5\%}$	23%		$\sigma_{c,5\%}$	11%
	Grad de control	Coeficient de variație		
$B_{1\%}$	foarte bun	$\leqslant 10$		
	bun	10—15	$\sigma_{c,1‰}$	8—12% [121]
	mediu	15—20	(ASTM standards)	
	slab	$\geqslant 20\%$		
(ACI 318-71)	(ACI 215-65)			
$B_{5\%}$	—		Rezistența (de curgere) de livrare a oțelurilor, conform standardelor britanice (B.S)	

valorile rezistențelor se definesc probabilist ; la fel mărimea sarcinilor climatice. Coeficibilistă. Din aceste motive metoda a fost inclusă în acest tabel.

49 kgf/cm², dacă abaterea standard este de 28—35 kgf/cm²
63 kgf/cm², dacă abaterea standard este de 35—42 kgf/cm²
84 kgf/cm², dacă abaterea standard este ⩾42 kgf/cm².

Aceste reguli rezultă din aplicarea procedurii ACI 215-65 pentru evaluarea statistică a rezistenţelor la compresiune ale betonului pe baza următoarelor criterii :

— probabilitatea ca rezistenţa unei singure probe aleasă arbitrar să fie mai mică decît marca, egală cu 0,1 ;

— probabilitatea ca media rezistenţei a 3 probe consecutive oarecare să fie mai mică decît marca, egală cu 0,01 ;

— probabilitatea ca rezistenţă unei singure probe să fie sub marcă cu mai mult de 42 kgf/cm², egală cu 0,01.

Conform ACI 318—71, betonul se consideră satisfăcător dacă media rezistenţelor a 3 probe, pentru toate grupele a cîte 3 probe care s-au încercat, depăşeşte marca prescrisă prin proiect, şi dacă o probă individuală are o rezistenţă la compresiune cu cel mult 42 kgf/cm² sub marca din proiect.

În R.F.G., noul DIN 1045 (din anul 1971), pe baza lucrărilor lui H. Rusch, prescrie că media încercărilor pe cuburile de probă să depăşească marca normată (caracteristică) din proiect cu cel puţin 50 kgf/cm².

În Anglia, CP 114 : Part 2 : 1969 cere ca media rezistenţelor a 3 cuburi să nu fie inferioară mărcii prescrise şi diferenţa între valoarea maximă şi minimă a curburilor încercate să nu depăşească cu mai mult de 20% valoarea medie.

În Australia, AS CA2-1963, recomandă ca recoltarea probelor pentru încercarea la compresiune a betonului să se facă cel puţin 3 pe zi sau 6 la fiecare 150 m³ de beton pus la operă. Media a 6 probe nu trebuie să fie mai mică decît 1,2 ori marca prescrisă în proiect şi nici o probă individuală nu trebuie să aibă o rezistenţă mai mică decît 0,75 ori marca.

1.3. ÎNCĂRCĂRI ŞI REZISTENŢE

1.3.1. CLASIFICAREA ÎNCĂRCĂRILOR

Solicitările construcţiilor sînt fie rezultatul acţiunii forţelor (încărcări directe) fie al acţiunii deformaţiilor (încărcări indirecte). Prima grupă include sarcinile gravitaţionale, vîntul, zăpada, cutremurele, presiunile lichidelor şi gazelor, împingerea pămîntului şi a

materialelor pulverulente. A doua, deformațiile din temperatură, cedări de reazem, contracție, curgere lentă etc.

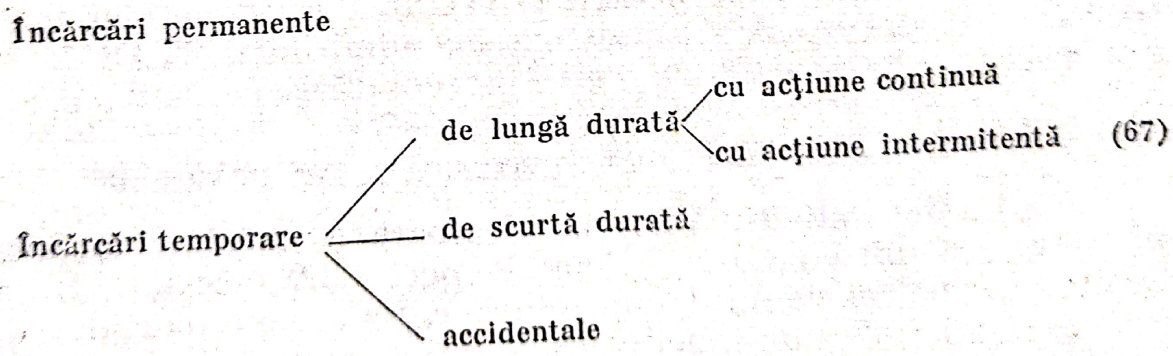
După variabilitatea în timp, încărcările care rămîn constante în tot timpul existenței structurii sînt denumite încărcări permanente; în caz contrar, temporare.

Încărcările pot fi definite pe baze deterministe sau statistice. În primul caz se definesc prin valori numerice unice. În al doilea, fiecărei valori numerice i se asociază o anumită probabilitate de apariție.

O încărcare este denumită dinamică, cînd variația sa în timp este astfel încît în studiul comportării structurii nu poate fi neglijat efectul inerției maselor. Distincția între încărcările statice și cele dinamice nu poate fi însă făcută numai pe baza caracteristicilor sarcinilor, caracterul dinamic sau static al acțiunii pe structură depinzînd și de proprietățile și tipul structurii pe care se aplică.

Nomenclatura, clasificarea și grupările încărcărilor în construcții pentru aplicarea metodei de calcul la stări limită (STAS 8000-67) sînt legiferate în România prin STAS 8433-69. Standardul respectă integral conținutul celui de al 4-lea Proiect de Recomandări al Organizației Internaționale de Standardizare (I.S.O.) din noiembrie 1970 [113], organizație la care țara noastră este afiliată.

Criteriul de clasificare este durata și frecvența de acțiune asupra construcțiilor. Se consideră astfel:



(67)

Zăpada este considerată încărcare temporară de lungă durată; vîntul și acțiunea temperaturii climatice, încărcări temporare de scurtă durată.

Conținutul celorlalte categorii de încărcări este precizat în STAS 8433-69. În acest standard se notează și faptul că încărcările din normele în vigoare și anume STAS 946-56 (sarcini climatice), STAS 506-59 (sarcini utile), STAS 504-59 (încărcări permanente) se consideră încărcări normate.

Scanned with OKEN Scanner

Combinaţiile între diferitele tipuri de încărcări a căror acţiune simultană este practic posibilă în decursul existenţei construcţiei sînt denumite grupări de încărcări. Conform STAS 8433-69 acestea pot fi :

— grupări fundamentale ;
— grupări suplimentare ;
— grupări extraordinare.

Grupările fundamentale cuprind : încărcările permanente, încărcările temporare de lungă durată şi una din încărcările temporare de scurtă durată.

Grupările suplimentare cuprind : încărcările permanente, temporare de lungă durată şi două sau mai multe încărcări temporare de scurtă durată.

Grupările extraordinare sînt reglementate prin prescripţii speciale. În caz contrar vor cuprinde încărcările din grupările suplimentare plus una sau mai multe încărcări accidentale.

Singura deosebire dintre STAS 8433-69 şi al 4-lea Proiect I.S.O. este de ordin formal, şi anume : în textul I.S.O. [113] se denumesc „acţiuni" toate cauzele susceptibile de a produce solicitări şi deformaţii în elementele de construcţii sau în construcţii în ansamblu.

Aceste cauze sînt denumite în STAS încărcări, în timp ce textul I.S.O. întrebuinţează peste tot în cuprinsul său denumirea de acţiuni (acţiuni permanente, temporare etc.).

Se menţionează că proiectul I.S.O. este elaborat în legătură cu Recomandările CEB—FIP al căror conţinut îl completează.

Gruparea încărcărilor pentru proiectarea construcţiilor metalice (pe baza metodei de calcul a rezistenţelor admisibile, STAS 763/1-66) este dată în STAS 763/2-69 şi este prezentată la pct. 1.2.3.5.

1.3.2. DEFINIREA STATISTICĂ A ÎNCĂRCĂRILOR

1.3.2.1. **Generalităţi.** Variaţia aleatoare a mărimii încărcărilor în timp, aşa după cum s-a văzut la pct. 1.2.2 este un parametru esenţial în analiza siguranţei structurilor. Ea are o importanţă deosebită şi în studiul simultaneităţii acţiunii sarcinilor, respectiv în alegerea grupărilor de încărcări raţionale şi plauzibile.

În general, pentru o construcţie cu o alcătuire şi funcţiune dată, variaţia încărcărilor permanente în timp este neînsemnată ; pentru încărcări utile ea depinde de tipul încărcării : la unele tipuri poate fi neglijată, la altele nu.

Variaţiile în timp ale încărcărilor climatice, vînt sau zăpadă, definesc un caz tipic de mărimi aleatoare. Seriile aleatoare de valori maxime anuale pentru vitezele sau presiunile vîntului, sau pentru înălţimea straturilor de zăpadă, se cercetează statistic admiţînd

Scanned with OKEN Scanner

ipoteza că termenii seriei reprezintă valori independente în timp (v. § 2.2 şi § 3.4).

Din punct de vedere statistic „variabilitatea încărcărilor de la structură la structură se consideră că este echivalentă cu variaţia încărcării în timp“ [27]; această ipoteză este esenţială în studiul statistic al grupărilor de încărcări.

Variabilitatea în spaţiu a încărcărilor, respectiv corelaţia spaţială a valorilor unui anumit tip de încărcare, determină valoarea medie a încărcării aplicată pe suprafeţe mari şi se studiază statistic în acest scop (de exemplu, fenomenul de compensare a rafalelor la vînt).

Definirea statistică a încărcărilor presupune exprimarea pentru un anumit tip de încărcare, a funcţiei de frecvenţă (densitatea probabilităţii) şi a funcţiei de repartiţie (de distribuţie) care caracterizează variabilitatea aleatoare a încărcării respective. Pe această bază se aleg apoi pentru proiectare fie valorile medii statistice, fie valori definite cu o anumită probabilitate de a fi depăşite (de exemplu 2%, 5% etc.), valori denumite caracteristice sau normate.

În general, din cele arătate la pct. 1.2.2 cît şi din conţinutul acestui paragraf, se constată că variaţiile aleatoare ale majorităţii tipurilor de încărcări pot fi bine evaluate utilizînd distribuţii din teoria probabilităţii pentru valori extreme, cea mai frecvent întîlnită fiind distribuţia Fisher-Tippett tip I.

1.3.2.2. **Încărcări permanente.** Încărcările permanente sînt constituite din greutatea structurii de rezistenţă, greutatea elementelor nestructurale etc.

Dispersia dimensiunilor nominale şi greutăţilor specifice ale oţelului laminat (profile, bare de armare etc.) este mică. Toleranţele maxime prevăzute în standarde sînt de ordinul a 2 — 6%. Practic, coeficienţii de variaţie ai greutăţilor elementelor laminate nu trec de 3%, [27].

Pentru elementele de beton armat există puţine date statistice; variaţiile dimensiunilor efective faţă de cele din proiect depind în primul rînd de calitatea manoperei şi tehnologia de execuţie.

Pentru clădiri civile sau poduri, ACI 347-68 [5] permite abateri ale dimensiunilor secţiunii transversale a grinzilor şi stîlpilor sau ale grosimii plăcilor şi pereţilor de +1,2 cm şi —0,6 cm. La construcţii prefabricate aceste toleranţe devin şi mai mici.

Règles BA 60 [182] indică pentru dimensiunile elementelor structurale toleranţa $0{,}25\sqrt[3]{h}$, unde h (în cm) este înălţimea secţiunii încovoiate sau grosimea peretelui; (de exemplu, pentru $h = 20$ cm toleranţa este 3,3% h, iar pentru $h = 100$ cm, 1,2% h [27]).

CP 116, part. 2, 1969, [36], indică pentru elemente prefabricate toleranțe față de dimensiunile secțiunii transversale de $\pm$ 0,6 cm pentru dimensiuni sub 50 cm, apoi cîte $\pm$ 0,25 cm pentru fiecare 25 cm peste 50 cm; (pentru $h = 20$ cm și $h = 100$ cm toleranțele devin 3% h, respectiv 1,2% h adică asemănătoare cu cele din normele franceze [27]).

Pentru plăci de beton armat un studiu statistic întreprins în Suedia de Johnson a arătat că grosimea reală a acestora se distribuie normal cu abaterea standard egală cu 1 cm (pentru grosimi între 14 și 20 cm), iar coeficientul de variație este între 3,7% și 9%.

Exemplele ar putea continua, dar esențial este faptul că scopul investigațiilor privind abaterile dimensiunilor de beton sînt implicațiile acestor abateri asupra rezistenței și nu cele asupra greutăților, care sînt neînsemnate.

Din cele arătate nu se poate însă trage concluzia, care ar fi periculoasă pentru proiectare, că variabilitatea încărcărilor permanente poate fi neglijată. Aceasta deoarece pînă la 50% din greutatea permanentă totală este constituită în clădirile civile din greutatea elementelor nestructurale (ziduri, pardoseli, tencuieli, fațade, izolații etc.). Aprecierea exactă a greutăților elementelor nestructurale, care la data cînd se fac verificările de rezistență nu sînt de multe ori definitivate ca soluție de arhitectură, materiale etc., este dificilă. În această privință nu există și este greu să se facă studii statistice. Se acceptă însă în general în proiectare ideea posibilității unor abateri importante ale greutății elementelor nestructurale față de valorile medii și ele se asigură prin coeficienți de supraîncărcare corespunzători.

1.3.2.3. **Încărcări utile.** Una din cerințele principale ale unei structuri este aceea de a suporta greutatea oamenilor, mobilierului, materialelor depozitate etc., corespunzătoare funcțiunilor pentru care a fost construită. Aceste sarcini sînt în general variabile și practic este imposibil a considera separat toate condițiile posibile de încărcare. Din acest motiv sînt definite încărcări statice echivalente, repartizate uniform, probabile pentru o anumită destinație; ele corespund unei concentrări a oamenilor și accesoriilor lor apriori apreciată pentru cazul particular de funcțiune la care se referă.

Valorile indicate în norme pentru sarcinile utile nu sînt rezultatul analizelor statistice ci al experienței și interpretării inginerești. Totuși, în ultimii ani, s-au efectuat unele analize sistematice privind distribuția statistică a sarcinilor utile: pentru clădiri de locuit (Dunham [70], Johnson și Kármán), pentru clădiri administrative

Scanned with OKEN Scanner

și birouri (Mitchel și Woodgate [147]), pentru laboratoare și depozite (Hasofer [96]), etc.

Pentru variația aleatoare a datelor observate au fost propuse funcții de distribuție a extremelor : Fisher Tippett tip I sau II (pentru minime), Pareto etc. De exemplu, probabilitatea ca valorile sarcinii utile să nu depășească o valoare dată se scrie în distribuția Fisher-Tippett tip I (pentru minime),

$$P(<x) = F(x) = 1 - e^{-a(x-u)} \tag{68}$$

unde $1/a$ și u sînt abaterea medie și modul seriei aleatoare de valori observate x ale încărcării respective.

Aglomerațiile de oameni nu au format pînă acum obiectul unor studii statistice [27]. Admițînd greutatea medie a unui om circa 70 kgf, urmează de exemplu, că pentru o suprafață de 2×2 m² o încărcare de 200 kgf/m² corespunde la 12 persoane, o încărcare de 300 kgf m² echivalează cu 17 persoane, iar încărcarea maximă posibilă de 700 kgf/m² înseamnă 40 persoane pe o suprafață de 2×2 m².

Practic, la peste 200 kgf/m² mișcarea liberă a oamenilor este incomodă, iar 400 kgf/m² indică o aglomerație foarte compactă. Încărcări de 600 sau 700 kgf/m² nu se pot realiza decît în situații de accidente, panică, incendiu etc.

Trebuie ținut seama și de faptul că posibilitatea aglomerărilor de oameni este condiționată pentru anumite încăperi de densitatea și amplasamentul mobilierului, respectiv că valorile mari ale sarcinilor din mobilier și oameni nu se pot cumula.

Responsabilitatea stabilirii valorilor sarcinilor aparține atît proiectantului cît și beneficiarului. Ei trebuie să se informeze reciproc cu privire la funcțiunile spațiilor care se proiectează. În acest sens, Uniform Building Code [219] prevede că în încăperile depozitelor să se avertizeze prin plăcuțe indicatoare pe pereți sau stîlpi încărcarea maximă admisă pe planșeu.

Definirea statistică a încărcărilor utile nu poate furniza încă bazele necesare standardizării unor valori cu o anumită probabilitate de a fi depășite, dar reprezintă singura cale rațională de analiză a valorilor propuse din experiență, extrapolări etc.

În clădiri, sarcinile utile sînt în majoritatea cazurilor evaluate astfel :

— încărcări verticale, uniform distribuite pe metru pătrat orizontal de planșeu ;

— încărcări orizontale, uniform distribuite pe metru, acționînd transversal la nivelul mîinii curente (la parapete, balcoane, balustrade) ;

— încărcări utile concentrate (pentru acoperişuri şi planşee).

Valorile pentru proiectare ale încărcărilor utile sînt date în STAS 506-59 „Construcţii industriale şi civile. Sarcini în construcţii. Sarcini utile".

Pentru toate categoriile de încărcări valorile recomandate de standard sînt cele minime.

Încercările făcute în diferite ţări pentru a standardiza sarcinile utile conţin încă prevederi foarte diferite. Acest fapt reflectă atît greutatea de a prescrie valori unice corespunzătoare varietăţii destinaţiilor construcţiilor, cît şi caracterul subiectiv, firesc de altfel, al interpretării datelor obiective ale realităţii (tabelul 13 şi 14).

Valorile din tabelul 13 urmăresc în general nuanţele destinaţiilor exprimate în standarde. Pentru a-l completa au fost însă necesare şi interpretări care, deşi se abat uneori de la litera standardelor, au fost inevitabile (deoarece, de exemplu, standardul englez nominalizează 132 funcţiuni, cel italian 8, cel francez 18, cel american 48 etc.). În ansamblu, cifrele din tabelul 13 conturează domeniul mărimilor posibile ale încărcărilor utile.

O atenţie specială trebuie dată evaluării încărcărilor din depozite şi din sălile cu utilaje tehnologice, unde trebuie luate greutăţile reale ale materialelor depozitate (de exemplu, pentru biblioteci se ia minim 250 kgf/m² pentru fiecare metru vertical depozitat [31], pentru depozitele de hîrtie la tipografii 400 — 600 kgf/m², pentru cele de produse alimentare (cafea, fructe, cartofi, vin etc.) 500—800 kgf/m², pentru ciment 1 650 kgf/m², toate pentru fiecare un metru vertical depozitat etc.).

În încăperile unde sînt utilaje tehnologice şi maşini trebuie examinat şi modul lor de repartizare pe planşeu. Pentru impact se prevăd de obicei sporuri de 20—40% faţă de încărcarea statică.

Încărcările concentrate curent folosite sînt: o sarcină de 100 kgf pentru acoperişuri şi 900 kgf la garaje pentru automobile. În afara lor, se înţelege, se consideră orice alte valori provenite din greutatea şi modul lor de aplicare a sarcinilor utilajelor şi maşinilor.

1.3.2.4. **Reducerea încărcărilor utile.** În proiectarea raţională şi economică a elementelor portante ale unei structuri se utilizează anumite criterii pentru reducerea sarcinilor utile. Aceste criterii ţin seama de imposibilitatea obiectivă ca valorile prescrise de norme să se realizeze integral pe toată suprafaţa unui nivel şi simultan cu intensitatea maximă la toate etajele clădirii. Parametrul faţă de care se determină mărimea reducerii este întinderea suprafeţei pe care se aplică sarcina.

Scanned with OKEN Scanner

Încărcări utile uniform distribuite, în kgf/m², după diferite norme

Țara, prescripția / Destinația construcției	România STAS 506-59	România P8-62	— I. S. O. TC 98	S.U.A. A. S. A. A58,1 -1955	Marea Britanie CP 3 1967	Italia CNR UNI 10012—1964	R.F.G. DIN 1055-63	Spania UNE 24003	Franța NF PO6—001	Japonia JIS 3001	India IS 875-1964	Israel SI 412
Locuințe, încăperi	150	150	150	195	204	200	200	200	175	176	200	150
coridoare	200	300	300	293	408	200	350	350	250	176	300	350
Hoteluri, încăperi	200	200	150	195	204	200	200	200	—	176	200	200
coridoare	350	300	300	293	408	350	350	350	—	176	300	350
Școli, clase	300	300	200	195	306	350	500	300	350	225	400	300
coridoare	500	400	300	488	408	500	500	500	400	315	500	500
Birouri, încăperi	300	300	200/300	390	255	350	200	350	250	293	250/400	200/400
Spitale, încăperi	150	150	150	195	204	200	200	200	175	176	200	200
Săli, cu locuri fixe	500	400	400	293	408	500	500	400	500	293	400	400
fără locuri fixe	500	400	500	488	510	500	500	500	500	351	5 000	500
Scări, coridoare, clădiri private	350	300	300	488	306	400	350	350	250	176	300	350
clădiri publice	500	400	—	488	510	500	500	500	400	351	500	500
Restaurante, săli	400	400	300	488	510	350	500	500	—	—	400	400
Biblioteci, depozite	500	600	500	730	663	600	500	—	—	—	1 000	500
Garaje automobile mici	350	500	—	488	255	400	350	400	—	539	400	500
Tribune, mari aglomerații	700	600	500	488	510	600	750	600	—	—	—	—
Săli de dans, gimnastică	500	400	—	488	510	600	500	500	500	—	500	500
Magazine	400	400	400	488	408	350	500	600	400/500	293	400	300/500
Depozite, ușoare	350	400	—	610	660	—	500	750	—	—	500	500/750
grele	500	—	—	1 220	1 000	—	—	1 000	—	—	750/1000	1 000
Terase, necirculabile	75	200	—	97	77	50	—	60	100	176	75	—
circulabile	300	400	—	293	153	200	200	—	175/500	351	150	—

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 14

Împingeri orizontale la parapete și balustrade la balcoane, scări etc. (în kg/fm)

Țara, prescripția / Destinația construcției	România STAS 506-59	S.U.A. ASA A.58.1-1955	Marea Britanie CP 3 1967	Italia CNR UNI 10012-1964	R.F.G. DIN 1055	Franța[1] NF P06-001	India IS.875 1964
Locuințe	50	75	37	80	50	66	35
Săli birouri, hoteluri	100	75	75	80	100	60	75
Stadioane	150	—	306	120	100	100	225

[1]) Pentru verificările de stabilitate se multiplică cu coeficientul 5/3.

Dunham [70] a sugerat pentru reducere o relație de tipul:

$$P_A = P_0 (1 - k A) \tag{69}$$

unde P_0 este încărcarea neredusă, P_A încărcarea redusă pentru aria A iar k un coeficient ($k = 0{,}86\,\%$ dacă A se măsoară în metri pătrați).

Horne [101], considerînd variația aleatoare în spațiu a sarcinilor, a propus expresia

$$P_A = P_0 - P'/\sqrt{A} \tag{70}$$

unde P_A, P_0 și A au semnificațiile precedente iar P' este un coeficient cu dimensiunea încărcării (kgf/m²). Ecuația aceasta a fost folosită de Mitchell și Woodgate care au dat variația încărcării cu aria aferentă pentru clădiri de birouri astfel [147],

— pentru etajele inferioare: $P = 300 + 350/\sqrt{A}$;

— pentru etajele superioare: $P = 150 + 350/\sqrt{A}$; (P, kgf/m² și A, m²).

Borges și Castanheta [27], luînd pentru intensitatea aleatoare a sarcinii utile o lege de distribuție a extremelor, tip I și respectiv II, au sugerat expresii de forma

$$P_A = P_0 + \frac{\ln A/A_0}{\alpha} \tag{71}$$

Scanned with OKEN Scanner

și respectiv,

$$P_A = P_0 \left(\frac{A_0}{A}\right)^{1/\beta} \tag{72}$$

care dau corelația între intensitatea P_A, corespunzătoare ariei A și intensitatea P_0 corespunzătoare ariei A_0; α și β sînt coeficienți numerici care rezultă din analiza statistică a seriei de valori aleatoare.

Cînd formulele (69)—(72) se preiau pentru scopuri practice valoarea reducerii trebuie limitată. Aceasta se face prin limitarea raportului P_0/P_A.

Pentru proiectare, sînt standardizate în lume 3 tipuri de criterii de reducere.

Cel mai răspîndit este criteriul de reducere a încărcărilor utile, la proiectarea stîlpilor, pereților și fundațiilor, după numărul de niveluri suportate deasupra elementului considerat. Această reducere exprimată în procente (fig. 11) este de obicei o funcție liniară cu numărul de etaje (numerotarea se face de la acoperiș în jos). Mărimea reducerii se limitează la 40—50% din încărcarea utilă neredusă. Practic, de la etajul 10 inclusiv în jos, încărcările utile se pot lua cu 50—60% din valoarea lor neredusă.

Alt criteriu, folosit și pentru grinzi în afară de stîlpi, pereți și fundații, este după aria planșeului care se descarcă pe elementul respectiv (fig. 12).

În fine, un criteriu de reducere rațional este dat în standardul american ASA A. 58. 1—1955, și anume, după raportul încărcării permanente la încărcarea utilă, reducerea fiind cu atît mai mare cu cît raportul este mai mare (fig. 13).

$$R\% = 23{,}1\%\,(1 + P/U) < 60\%\,;\quad U_{redus} = (1 - R)\% \cdot U \tag{73}$$

expresie care rezultă din condiția dată în ASA A. 58. 1—1955 [13],

$$P + U = 1{,}3\,[P + (1 - R\%)U] \tag{74}$$

care exprimă că suma dintre încărcarea permanentă și încărcarea utilă redusă nu va depăși $1/1{,}3 = 0{,}77$ din suma celor două încărcări luate cu valori nereduse.

Criteriul se aplică în S.U.A. întotdeauna împreună cu cel din fig. 12, alegîndu-se valoarea minimă între cele două reduceri.

Scanned with OKEN Scanner

Chicago Building Code [209] recomandă următoarea formulă generală pentru reducerea încărcărilor utile, U, cînd acestea sînt mai mici decît încărcările permanente, P, $(U < P)$

$$R\% = U/P\,;\quad U_{redus} = R\% \cdot U. \tag{75}$$

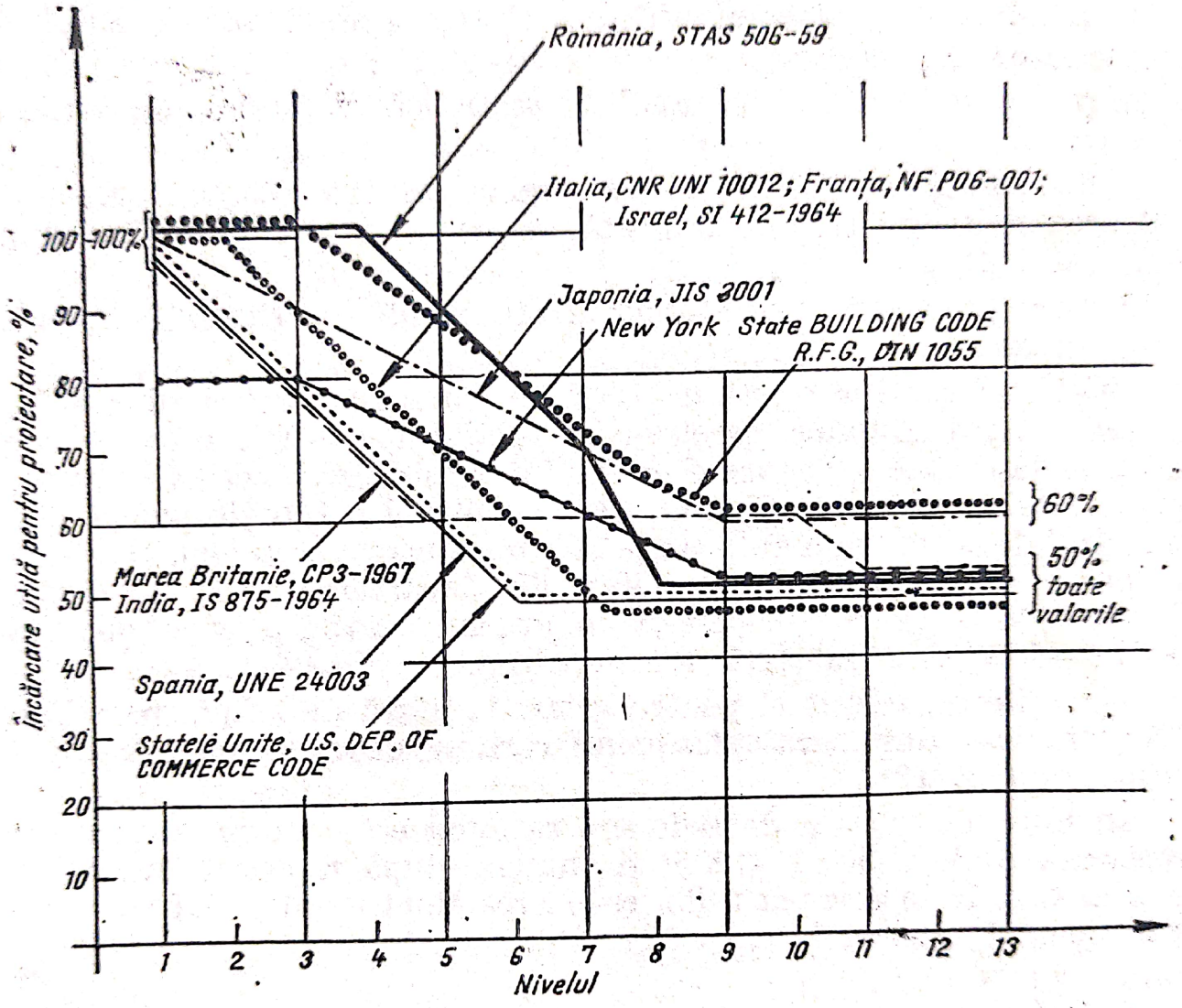


Fig. 11. Reducerea încărcărilor utile după numărul de niveluri de deasupra elementului considerat (stîlpi, pereți, fundații), în procente [139].

Reducerile discutate nu se aplică la depozite, acoperișuri sau săli publice.

1.3.2.5. **Încărcări climatice.** Dintre toate acțiunile exterioare, vîntul, zăpada și variațiile de temperatură sînt cele mai adecvate exprimării moderne, utilizînd concepte de probabilitate și analiză statistică. Valorile lor pot fi definite pentru proiectare cu probabilitatea dorită de a nu apărea, într-un interval dat de ani, valori mai mari decît cele prevăzute. Aceste probleme sînt dezvoltate în cap. 2, 3, și 4.

Scanned with OKEN Scanner

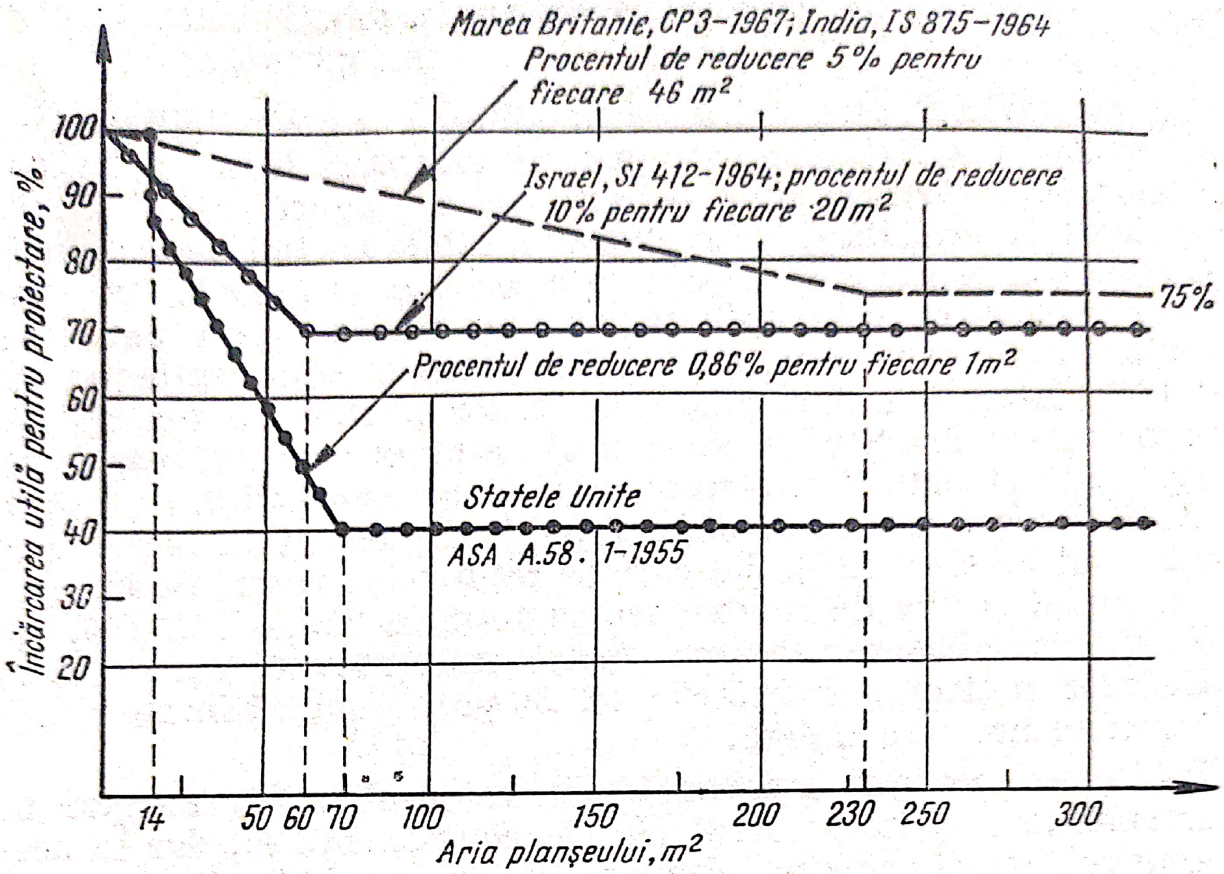


Fig. 12. Reducerea încărcărilor utile după suprafața de planșeu care se descară pe elementul considerat (grinzi, stîlpi, pereți, fundații), în procente [139].

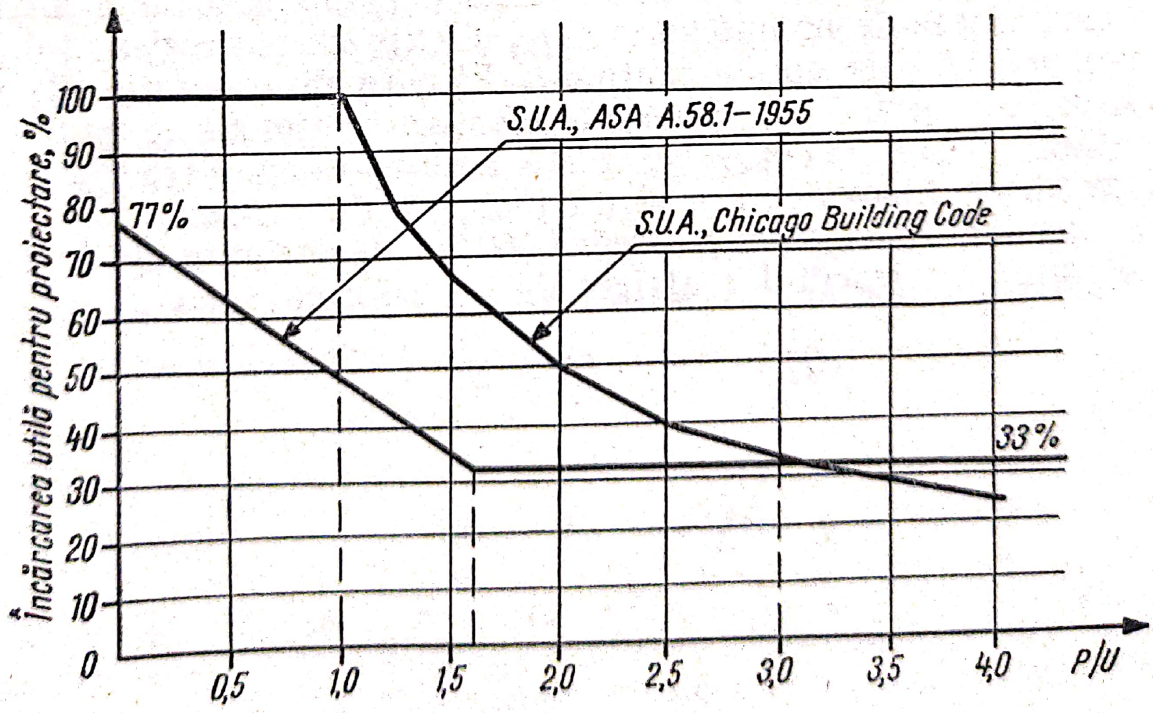


Fig. 13. Reducerea încărcărilor utile după raportul dintre încărcarea permanentă și încărcarea utilă, în procente [139].

Scanned with OKEN Scanner

1.3.3. STUDIUL STATISTIC AL GRUPĂRILOR DE ÎNCĂRCĂRI

La pct. 1.2.2.2 s-au definit reliabilitatea şi probabilitatea de pierdere a capacităţii portante pentru următoarele situaţii: cînd rezistenţa şi încărcarea sînt definite de o singură variabilă, cînd rezistenţa este definită de mai multe variabile şi cînd aceeaşi încărcare se aplică repetat de mai multe ori pe structură. În cazul în care încărcarea este definită de mai multe tipuri de sarcini acţionînd simultan pe structură, problema are o semnificaţie practică deosebită, interesînd siguranţa structurilor pentru combinaţii sau grupări de încărcări. Studiul statistic al grupărilor de încărcări, legat de siguranţa structurilor, face obiectul unor cercetări valoroase ale lui J. F. Borges şi M. Castanheta publicate recent în lucrarea lor „Structural Safety" [27], din care se reţin cele prezentate în continuare, ţinînd seama de conexiunea cu normele CEB—FIP [46, 45].

Prima etapă în rezolvarea problemei enunţate este transformarea încărcărilor în efecte ale încărcărilor. Se presupune că forma relaţiei de transformare este liniară.

Încărcarea poate fi exprimată prin vectorul $\{S\}$ de componente s_i iar rezistenţa prin vectorul $\{R\}$ de componente r_i, dar în acest caz este evident că pentru studiul analitic al probabilităţii de pierdere a capacităţii portante sau al reliabilităţii r_i şi s_i trebuie să se exprime în aceleaşi unităţi sau faţă de aceeaşi variabilă. Această problemă se rezolvă prin transformarea încărcărilor $\{S\}$, în efecte ale încărcării $\{Q\}$, caracterizate de componentele q_i, şi exprimarea rezistenţei $\{R\}$ prin vectorii $\{U\}$ de componente u_i. Fiecare din vectorii $\{Q\}$ sau $\{U\}$ au de exemplu dimensiunea de eforturi secţionale şi pot avea în acest caz 6 componente: o forţă axială, două forţe tăietoare, două momente încovoietoare şi un moment de torsiune.

Se consideră că efectele încărcării $\{Q\}$ pot fi obţinute din încărcarea $\{S\}$ prin intermediul matricei de transformare $[A]$,

$$\{Q\} = [A] \cdot \{S\} \tag{76}$$

adică

$$\begin{aligned} &\cdot \qquad \cdot \\ q_i &= \sum_{j=1}^{n} a_{ij}\, s_j \\ &\cdot \qquad \cdot \\ &\cdot \qquad \cdot \\ &\cdot \qquad \cdot \\ q_m &= \sum_{j=1}^{n} a_{mj}\, s_j \end{aligned}$$

Scanned with OKEN Scanner

Inversînd matricea $[A]$ obţinem

$$\{S\} = [A]^{-1}\{Q\} = [C]\{Q\} \tag{77}$$

adică

$$\begin{aligned} &\cdot \qquad\qquad \cdot \\ &s_i = \sum_{k=1}^{m} c_{ik}\, q_k \\ &\cdot \qquad\qquad \cdot \\ &\cdot \qquad\qquad \cdot \\ &\cdot \qquad\qquad \cdot \\ &s_n = \sum_{k=1}^{m} c_{nk}\, q_k \end{aligned}$$

unde n reprezintă numărul componentelor sarcinilor iar m numărul componentelor efectelor lor. Cazul general cuprinde situaţiile $m < n$, $m = n$ şi $m > n$.

Se consideră un singur caz particular, cînd $m = n$, şi anume acela al combinării încărcării permanente s_1 cu încărcarea utilă s_2, cele două componente ale încărcării s_1 şi s_2, fiind presupuse independente şi distribuite gaussian (normal).

Efectul încărcării totale se presupune de asemenea că are două componente q_1 şi q_2, ceea ce corespunde cazului practic al barelor din structurile în cadre, unde se poate considera separat interacţiunea între forţa axială şi momentele încovoietoare şi interacţiunea între forţele tăietoare şi momentul de torsiune. Pentru fiecare grup de efecte ale încărcării rezistenţa este definită de două componente u_1 şi u_2, care pot corespunde forţei axiale şi momentului încovoietor, respectiv forţei tăietoare şi momentului de torsiune.

Matricea de transformare $[A]$ este considerată astfel încît $a_{11} = a_{12}$ şi $a_{21} = a_{22}$. Deci

$$\begin{aligned} q_1 &= a_{11}(s_1 + s_2) \\ q_2 &= a_{21}(s_1 + s_2). \end{aligned} \tag{78}$$

Valorile aleatoare s_1 şi s_2 fiind independente şi distribuite normal, suma $(s_1 + s_2)$ este de asemenea distribuită normal. Valoarea sa medie $m_{(s_1 + s_2)}$ este suma valorilor medii ale fiecărei variabile,

$$m_{(s_1 + s_2)} = m_{s_1} + m_{s_2}$$

Scanned with OKEN Scanner

iar coeficientul de variație $V_{(s_1 + s_2)}$ este

$$V_{(s_1 + s_2)} = \frac{\sigma_{(s_1 + s_2)}}{m_{(s_1 + s_2)}} = \frac{\sqrt{\sigma_{s_1}^2 + \sigma_{s_1}^2}}{m_{s_1} + m_{s_2}} = \frac{\sqrt{m_{s_1}^2 \cdot V_{s_2}^2 + m_{s_2} \cdot V_{s_2}^2}}{m_{s_1} + m_{s_2}}$$

unde V_{s_1} și V_{s_2} sînt coeficienții de variație ai sarcinilor s_1 și s_2.

Pentru proiectant este interesant a compara valorile caracteristice (normate) ale sumei $s_1 + s_2$ cu suma valorilor caracteristice (normate) ale lui s_1 și s_2, respectiv a calcula raportul

$$\frac{(s_1 + s_2)_{caract}}{s_{1\,caract} + s_{2\,caract}}. \tag{79}$$

Dacă notăm

$$s_{1\,caract} / s_{2\,caract} = \alpha; \quad m_{s_1} / m_{s_2} = \alpha_0,$$

ținînd seama că putem scrie

$$S_{1\,caract} = m_{s_1}(1 + kV_{s_1}); \; S_{2\,caract} = m_{s_2}(1 + kV_{s_2}),$$

unde k este un coeficient care depinde de probabilitatea cu care se definesc valorile caracteristice, obținem

$$\frac{(s_1 + s_2)_{caract}}{s_{1\,caract} + s_{2\,caract}} = \frac{(1 + \alpha_0) + k\sqrt{V_{s_2}^2 + \alpha_0^2 V_{s_1}^2}}{\alpha_0(1 + kV_{s_1}) + (1 + kV_{s_2})}. \tag{80}$$

Dacă înlocuim acum,

$$\alpha = \alpha_0 \frac{1 + kV_{s_1}}{1 + kV_{s_2}}$$

se poate reprezenta grafic cantitatea $(s_1 + s_2)_{caract} / (s_{1caract} + s_{2caract})$ în funcție de α, V_{s_1} și V_{s_2} și deci se poate evalua eroarea datorată adoptării ca valoare caracteristică a sumei încărcărilor, suma valorilor caracteristice ale încărcărilor.

Ținînd seama de coeficienții de supraîncărcare γ_s și grupările de încărcări recomandate de CEB—FIP ediția 1964, Borges și Castanheta [27] au reprezentat expresiile (fig. 14)

$$A = \frac{1{,}5\,(s_1 + s_2)_{caract}}{1{,}5\,(s_{1\,caract} + s_{2\,caract})} \text{ și } B = \frac{1{,}5\,(s_1 + s_2)_{caract}}{1{,}4\,s_{1\,caract} + 1{,}6\,s_{2\,caract})}.$$

Scanned with OKEN Scanner

Din fig. 14 se constată pentru expresia A că

$$(s_{1\,caract} + s_{2\,caract}) > (s_1 + s_2)_{caract} \tag{81}$$

și deci, dacă se folosește suma valorilor caracteristice în locul valorii caracteristice a sumei, calculele sînt acoperitoare cu pînă la 10%.

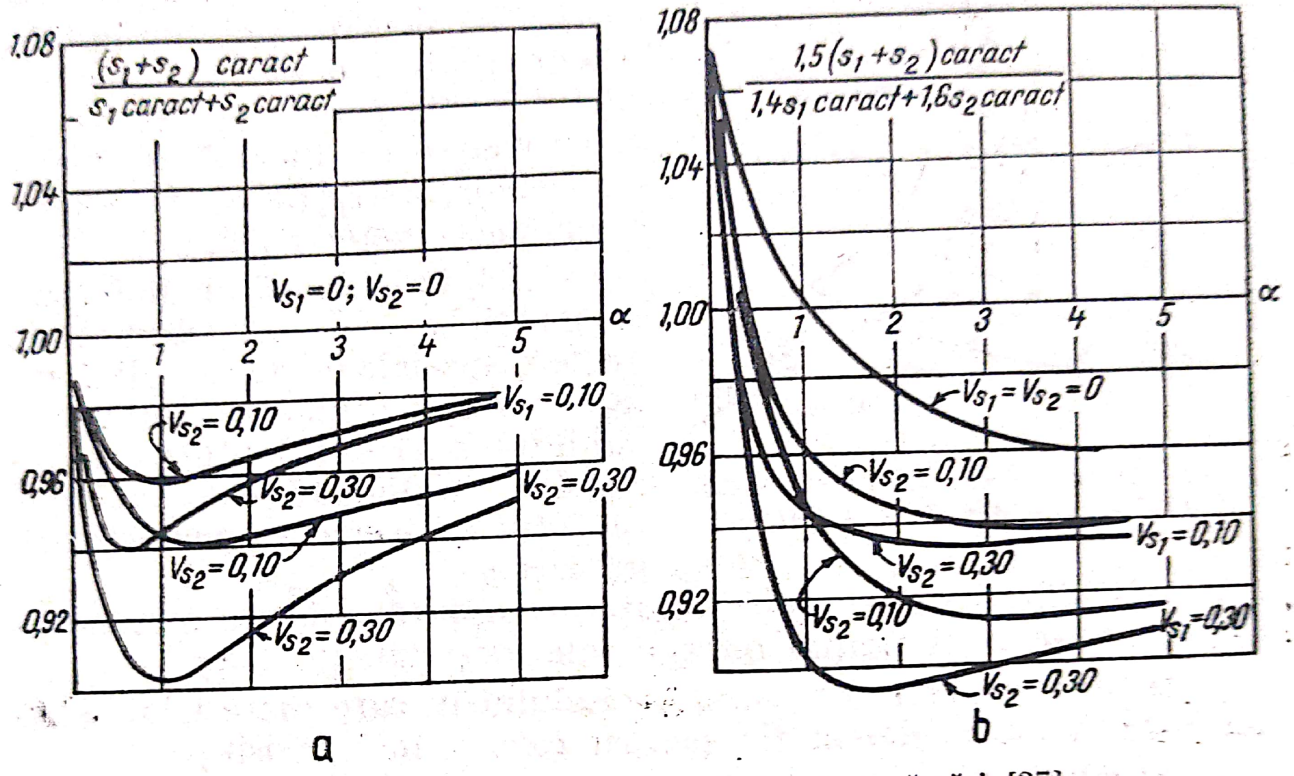


Fig. 14. Studiul statistic al grupărilor de încărcări [27].

Pentru expresia B se observă că adoptînd coeficienții de supraîncărcare 1,4 pentru $s_{1\,caract}$ (încărcări permanente), 1,6 pentru $s_{2\,caract}$ (încărcări utile) și 1,5 pentru suma $(s_1 + s_2)_{caract}$ pot apărea erori de 5—10% în minus, la valori mici ale lui α.

În calculele precedente valorile caracteristice sînt presupuse definite conform Recomandărilor CEB—FIP prin cuantilul 0,05 ceea ce corespunde cu $k = 1{,}645$ în ecuația (80).

În lucrarea [27], citată la începutul pct. 1.3.3, studiul statistic al grupărilor de încărcări este dezvoltat în forma cea mai generală pentru mai mult de două încărcări în diferite condiții de grupare (de tipuri de sarcini, coeficienți de supraîncărcare etc.)

1.3.4. DEFINIREA STATISTICĂ A REZISTENȚELOR

În ultimii ani s-au făcut eforturi importante pentru înțelegerea mecanismului comportării fizico-mecanice a materialelor de con-

strucții. Investigațiile au fost extinse de la nivelul micromolecular pînă la structuri la scară naturală.

S-au conturat două tendințe principale de cercetări și realizări, și anume: îmbunătățirea proprietăților materialelor existente și dezvoltarea de noi tehnologii de fabricație pentru noi materiale. Aceste probleme au antrenat la rîndul lor fie perfecționarea metodelor clasice de analiză a caracteristicilor materialelor, fie elaborarea unor metode noi.

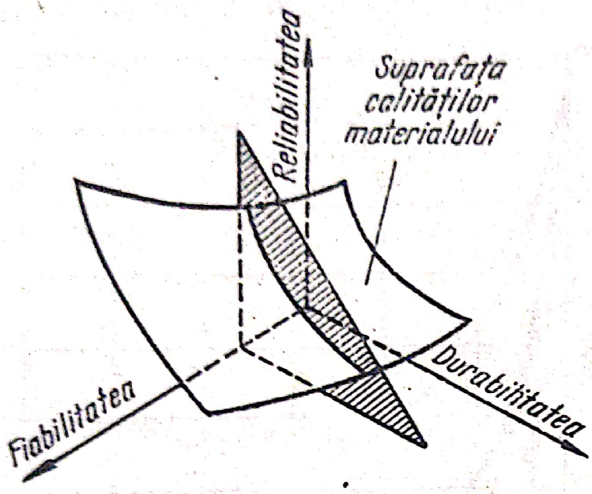


Fig. 15. Reliabilitatea, fiabilitatea și durabilitatea materialelor [120].

Astfel, în legătură cu industria aerospațială, au fost dezvoltate modele speciale pentru studiul interconexiunii dintre reliabilitatea, fiabilitatea și durabilitatea materialelor. În fig. 15 este înfățișat calitativ un asemenea model [120], în care:

— reliabilitatea este probabilitatea comportării sigure a materialului sub sarcini în timpul întregii sale vieți funcționale;

— fiabilitatea este o măsură a gradului în care materialul satisface funcțiunile și destinația pentru care a fost folosit;

— durabilitatea este o măsură a conservării proprietăților în timp.

Din ecuația suprafeței calităților materialului rezultă sintetic legile care pot caracteriza interdependența celor trei proprietăți.

În cele ce urmează nu se analizează în detaliu proprietățile fizico-mecanice ale materialelor de construcții care interesează pe proiectant. Se amintește însă că un etalon al acestor proprietăți îl constituie rezultatele încercărilor la întindere sau compresiune pe epruvete, pe baza cărora se definește curba caracteristică efort-deformație ($\sigma - \varepsilon$) a materialelor respective.

Diagramele $\sigma - \varepsilon$ corespunzătoare unui mare număr de epruvete încercate (fig. 16) se prezintă ca un fascicul de curbe pentru care se poate trasa, la o deformație dată, ε_i, funcția de frecvență a efortului aleator $\sigma_i = \sigma(\varepsilon_i)$, care reprezintă distribuția variațiilor lui σ_i în jurul valorii sale medii, σ_{med}.

Repetînd operația pentru un număr mare de valori ε_1, ε_2, ε_3, ..., ..., ε_n, care sînt mijlocurile celor n intervale $\Delta\varepsilon$ în care este împărțită axa absciselor, se poate obține (fig. 17) curba efort-deformație

medie (curba *a*), sau cea corespunzătoare condiţiei ca valorile rezistenţei, σ, să aibă o probabilitate dată de a nu se obţine valori mai mici (curba *b*). Prima se utilizează în calculul stărilor limită ale ex-

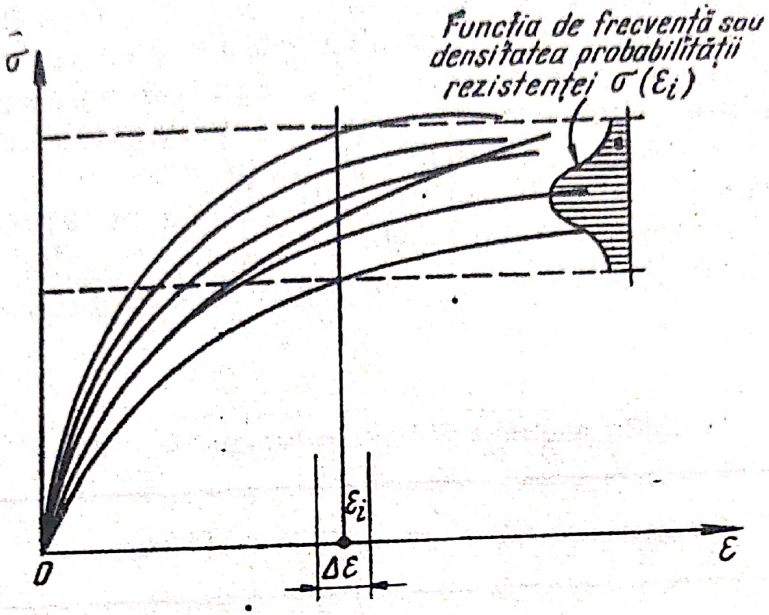


Fig. 16. Diagrama σ—ε obţinută la încercarea unui număr mare de epruvete [46].

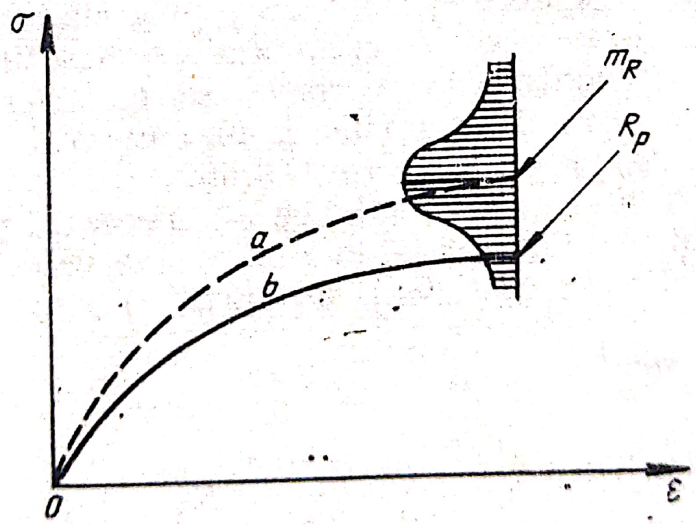


Fig. 17. Valoarea medie a rezistenţei m_R şi valoarea rezistenţei cu probabilitatea p de a se obţine valori mai mici decît R_p [46].

ploatării (calculul deformaţiilor), iar cea de a doua în calculul stărilor limită ale capacităţii portante (calculul rezistenţelor).

Pentru ilustrarea practică a metodei probabiliste de definire a rezistenţelor se redă succint procedura ACI 214-65 [3] pentru

evaluarea statistică a rezultatelor încercărilor de compresiune pe epruvete de beton.

Rezistența la compresiune nu este în mod necesar parametrul cel mai important în privința calității betonului, dar încercările de compresiune sînt utile deoarece se acceptă ideea că variații ale acestor rezistențe înseamnă de fapt variații și ale altor calități ale materialului [3]. Trebuie ținut însă seama că rezultatele încercărilor nu reflectă total calitatea execuției și manoperei pe șantier.

Pe baza practicii americane, în ACI 214-65 se apreciază valorile din tabelul 15 pentru coeficienții de variație ai rezistențelor betoanelor, V_R, în funcție de calitatea controlului (și implicit a manoperei).

Tabelul 15

Coeficienți de variație pentru rezistențele betoanelor conform ACI 214-65

Control	Foarte bun	Bun	Mediu	Slab
Construcții, în general	< 10%	10 ... 15%	15 ... 20%	> 20%

Marca betonului se definește minimal prin cuantilul $R_{0,1}$. Pentru condiții de execuție normale se recomandă și cuantilul $R_{0,02}$, în evaluarea căruia coeficientul de variație se consideră 15%. Codul ACI 318-71 din anul 1971 reține numai cuantilul $R_{0,01}$ abrogînd valorile precedente propuse în anul 1965.

Calculul rezistenței medii statistice m_R, necesară pentru a rezulta o rezistență cu probabilitatea p de a se obține valori mai mici decît aceasta (pentru diferiți coeficienți de variație) se poate face analitic sau grafic.

Analitic, cu relația

$$m_R = \frac{1}{(1 - k \cdot V_R)} R_p \qquad (82)$$

unde R_p (cuantilul R_p) poate fi $R_{0,01}$, $R_{0,02}$ sau orice altă valoare rațională (de exemplu $R_{0,05}$ conform prescripțiilor CEB—FIP), V_R este coeficientul de variație al rezistențelor, iar k este un coeficient care depinde de probabilitatea aleasă (1%, 5% etc.) de a avea valori mai mici decît R_p. În lucrarea [3] se recomandă pentru k distribuția Student în care valorile k depind de probabilitatea p aleasă și de numărul de probe folosite în analiza statistică (tabelul 16).

Scanned with OKEN Scanner

Grafic, cu nomograma din fig. 18 care este construită pe baza legii de distribuţie normală.

Pentru un număr mic de probe distribuţia lui Student conduce la valori mai sigure ale rezistenţelor [3].

Acceptînd că variaţiile aleatoare ale rezistenţelor respectă distribuţia normală (Gauss), funcţiile de distribuţie ale rezistenţelor, $F(R)$, sînt reprezentate grafic în fig. 19. Nomograma permite, pentru

Tabelul 16

Valorile coeficientului k pentru distribuţia Student a rezistenţelor (ACI 214-65)

Numărul de probe minus unu sau de grupe a cîte 8 probe	Probabilitatea p, ca rezistenţa să fie mai mică decît valoarea R_p				
	0,10	0,05	0,025	0,01	0,005
1	3,078	6,314	12,706	31,821	63,657
2	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925
3	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841
4	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604
5	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032
6	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707
7	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499
8	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355
9	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250
10	1,372	1,812	2,228	2,764	3,169
20	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845
30	1,310	1,697	2,042	2,457	2,750
∞	1,282	1,645	1,960	2,326	2,576

un coeficient de variaţie dat, să se cunoască ce procent din totalul probelor îl reprezintă probele care au rezistenţa peste un anumit procent din medie. De exemplu, pentru un coeficient de variaţie de 20% probele care au rezistenţa peste 75% din media statistică reprezintă peste 90% din totalul probelor.

Scanned with OKEN Scanner

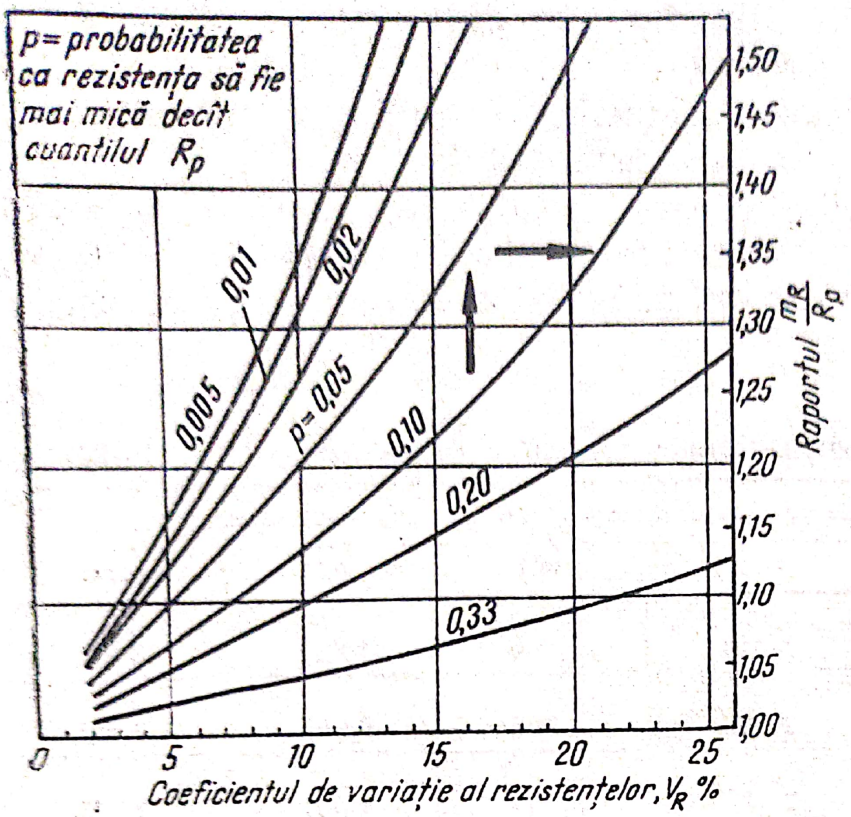


Fig. 18. Raportul între rezistența medie m_R și rezistența R_p (rezistența cu probabilitatea p de a se obține valori mai mici decît R_p) pentru diferiți coeficienți de variație V_R și diferite valori ale lui p (ACI 214-65).

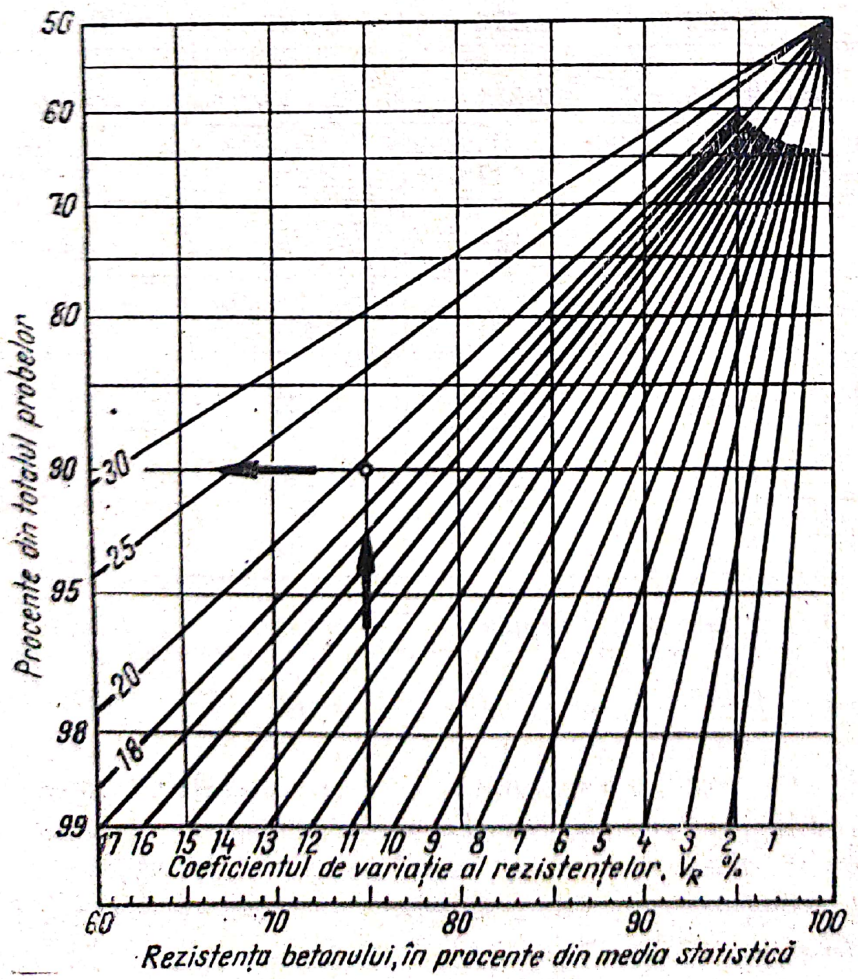


Fig. 19. Reprezentarea grafică a funcției de distribuție Gauss pentru rezistențele betonului (ACI 214-65).

Scanned with OKEN Scanner

1.4. ACCIDENTE DATORITE ACȚIUNILOR CLIMATICE

1.4.1. ACCIDENTE

Prin accidente în construcții se înțeleg de obicei prăbușiri sau avarii grave, cu pierderi de vieți omenești și pagube materiale.

J. Feld [76] definește noțiunea de accident ca fiind comportarea construcțiilor (și elementelor lor structurale) diferită de așteptările proiectanților și necorespunzătoare cu funcțiunea pentru care au fost realizate. Mai scurt, accidentele sau avariile în construcții trebuie înțelese ca abateri de la comportarea structurală și exploatarea normală. În acest fel pot fi incluse în această noțiune avarii și accidente de toate tipurile, „pentru orice structuri, mari sau mici, înalte sau joase, neînsemnate sau monumentale, din bare sau pereți, din oțel, lemn sau beton ...., deplasări nedorite, deformații inexplicabile" [76] etc.

În anul 1856 inginerul englez R. Stevenson spunea că explicarea accidentelor în construcții poate fi „mai importantă în privința efectelor practice decît descrierea realizărilor". Desigur, acest lucru nu este nici pe departe valabil astăzi, dar nu trebuie uitat că asemenea cuvinte erau rostite într-o vreme cînd C. F. Stowell inventaria 502 cazuri de prăbușiri de poduri de cale ferată între anii 1878 și 1895 [76].

Dar și în anul 1968, cu ocazia aniversării a 40 de ani de la înființarea Biroului Securitas, care studiază probleme privind patologia construcțiilor, M. Brenier remarca că, în Franța, din 1 581 de dosare studiate 9,5% prezentau riscuri anormale, iar din 16 342 șantiere cercetate în ultimii 10 ani, numărul celor care nu prezentau nici un fel de riscuri sau defecțiuni nu a depășit 15% [130].

În dorința de a se evita repetarea unor greșeli, în ultimul timp au apărut multe lucrări dedicate acestor probleme [76, 93, 145], iar în noiembrie 1966, la Brno, s-a organizat o conferință națională a constructorilor din R. S. Cehoslovacia avînd ca temă „Accidentele în construcții".

Cauzele accidentelor sînt greu de sistematizat. În anul 1960, la o conferință a A.I.A., B. G. Anderson, F. S. Merritt și J. Feld notau următoarele [76]:

„1) O greșală frecventă în practică este schimbarea proiectului original fără încunoștiințarea proiectantului respectiv.

2) Altă sursă de accidente sînt erorile de proiectare și controlul insuficient al desenelor (planurilor de execuție).

Scanned with OKEN Scanner

3) Cîteva erori care aparţin proiectării şi se întîlnesc frecvent în cercetarea accidentelor sînt :

— neglijarea efectelor termice ;

— rezemări necorespunzătoare ale elementelor structurale pe pereţi sau pe console ;

— armături scurte, petreceri şi ancoraje insuficiente sau defectuos alcătuite ;

— cantităţi insuficiente de armătură pentru preluarea solicitărilor de forfecare şi încovoiere.

4) Greşeli de execuţie pot fi :

— eşalonarea incorectă a operaţiilor de montaj ale scheletului de rezistenţă ;

— poziţionarea unei mari părţi din structură cu îmbinări şi rigidizări temporare, insuficiente ;

— contravîntuiri greşit alcătuite.

5) Eşafodaje insuficiente etc.“

Practic, cauzele accidentelor trebuie căutate în nivelul cunoştinţelor tehnice, conştiinciozitatea profesională şi experienţa proiectanţilor.

Cercetarea accidentelor este o problemă direct legată de siguranţa construcţiilor şi aceasta constituie motivul principal pentru care în cele ce urmează sînt date cîteva exemple de accidente, în special legate de acţiunea vîntului, zăpezii şi temperaturii.

1.4.2. ACCIDENTE DATORITE ACŢIUNILOR CLIMATICE

a) Accidente datorite acţiunii vîntului :

— Podul Tay din Anglia a fost deschis pentru traficul feroviar la 1 iunie 1878, fiind considerat una din realizările remarcabile ale vremii sale.

La 29 decembrie 1879, în timpul unei furtuni puternice, noaptea, una din deschiderile podului (circa 75 m lungime) s-a prăbuşit împreună cu trenul poştal care o traversa provocînd moartea a 75 persoane. În raportul cu privire la cercetarea accidentului s-a consemnat că „podul a fost prost proiectat, prost construit şi prost întreţinut“ [176].

S-a apreciat că cedarea s-a datorat sistemului de contravîntuiri defectuos conceput şi executat şi majorării forţelor din vînt provocate de prezenţa trenului pe pod. Cu altă ocazie, mai tîrziu, s-a explicat că trecerea trenului a provocat o ridicare a capătului grinzii pe unul din reazeme (în dreptul unui rost de dilatare) şi în această situaţie podul a fost deplasat lateral de pe reazem de vînt şi apoi s-a prăbuşit.

Scanned with OKEN Scanner

Un accident de acest tip s-a produs 65 ani mai tîrziu şi la un pod peste Misissippi [76].

Urmarea accidentului cu podul Tay a fost majorarea presiunii de calcul a vîntului la 270 kgf/m^2, valoare utilizată la proiectarea

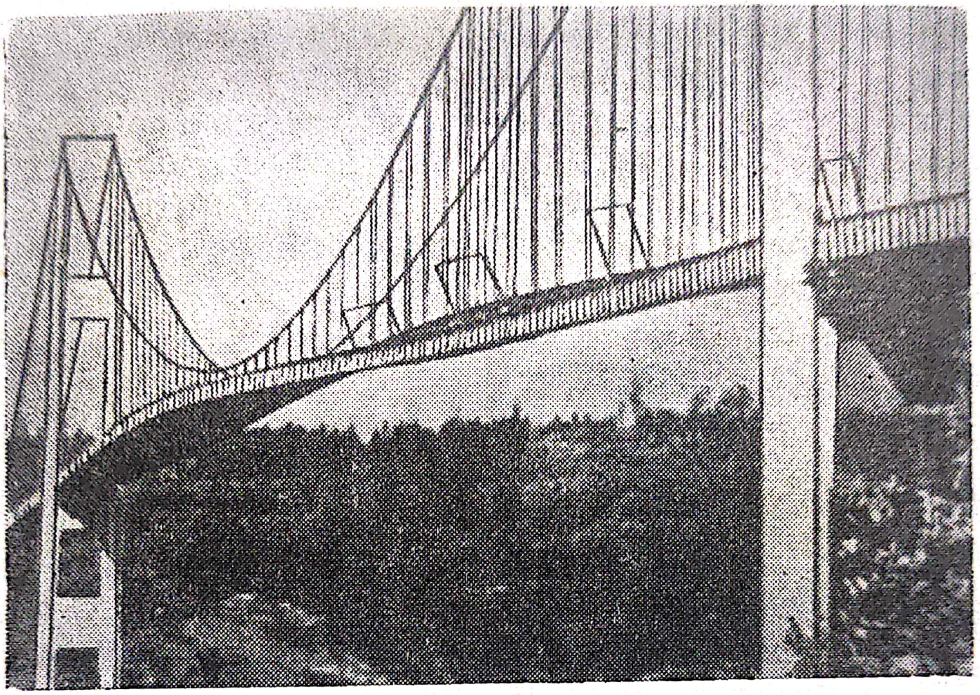


Fig. 20. Oscilaţiile de încovoiere şi torsiune ale podului Takoma (1940).

podului Forth şi care constituie evident o exagerare explicabilă numai prin proporţiile accidentului din anul 1879.

— Un alt exemplu de distrugere datorită acţiunii vîntului este podul suspendat Takoma, pe aceea vreme al treilea ca deschidere din lume (fig. 20).

În dimineaţa zilei de 7 noiembrie 1940, la un vînt de 67 km/h, podul a început să oscileze puternic şi timp de o oră a aruncat jos majoritatea elementelor căii, în final rămînînd suspendate pe deschiderea centrală de 854 m numai cablurile.

Oscilaţiile de torsiune ale podului au fost filmate de F. B. Farquharson şi au relevat necesitatea studiilor aerodinamice pentru poduri suspendate.

Accidentul a fost analizat de o comisie de experţi compusă din O. H. Amman, Karman şi G. B. Woodruff. Raportul a consemnat că oscilaţiile de încovoiere şi de torsiune ale podului s-au datorat flexibilităţii exagerate a structurii şi capacităţii reduse de absorbţie a forţelor dinamice. Accidentul a fost amorsat de alunecarea cablului de pe partea din nord a podului. Mişcările de torsiune au dus la distru-

Scanned with OKEN Scanner

gerea căii în zona centrală urmată de suprasolicitări în deschiderile marginale şi pe turnurile (picioarele) podului.

Reconstruirea podului Takoma pe cablurile, ancorajele şi turnurile iniţiale s-a încheiat după zece ani de la accident.

Un caz similar de oscilaţii de torsiune la vînt se citează şi în anul 1836 la un pod suspendat în Brighton [74].

— În anul 1936, acoperişul plan al unui parcaj din Florida, rezemat pe trei stîlpi şi deschis pe toate părţile (dimensiuni în plan 30 × × 33 m) s-a prăbuşit datorită forţelor de ridicare (liftare) din vînt, similare cu efectele de portanţă pe aripile de avion.

Deoarece structura nu avea pereţi, acţiunea vîntului nu a fost considerată la proiectarea acoperişului [76].

— La etajele superioare ale clădirilor foarte înalte panourile de sticlă ale geamurilor sau faţadelor sînt adesea sparte datorită vîntului (sucţiuni, presiuni sau chiar deformaţia scheletului de rezistenţă).

— În literatură [76] se citează numeroase cazuri de ruperi la vînt pentru turnuri şi antene metalice.

Astfel, în anul 1949 o antenă de 252 m în Spokane, lîngă Washington, s-a rupt în două în timpul unei furtuni. Antena era pe atunci cea mai înaltă în lume şi nu era ancorată cu cabluri. În timpul reconstrucţiei, cînd s-a ajuns la cota +185 m, noua antenă a fost de asemenea distrusă de vînt.

Un caz pentru care nu s-a găsit o explicaţie raţională la vremea respectivă a fost prăbuşirea antenei TV din Roswell, statul New Mexico (S.U.A.), înaltă de 435 m, după şase săptămîni de la inaugurare. Deşi calculată la un vînt de 160 km/h, accidentul produs în anul 1966 a survenit în timpul unui vînt cu rafale de numai 70 — 80 km/h.

— În Brazilia (fig. 21) cîteva rezervoare metalice de 15,85 m diametru şi 12,19 m înălţime, din virole de 8 mm la bază şi 6,5 mm în rest, s-au turtit datorită sucţiunilor laterale şi presiunii frontale din vînt acţionînd pe rezervorul gol. Cazuri similare se citează în Olanda şi Anglia [74].

— În Anglia un accident grav s-a produs la 1 noiembrie 1965 la centrala de forţă din Ferrybridge. Trei turnuri de răcire înalte de 115 m s-au prăbuşit la un vînt de 23,6 m/s (viteză medie orară) cu rafale însă pînă la 43,2 m/s. Al patrulea turn a căpătat numeroase crăpături şi fisuri, iar alte 4 nu au avut nimic de suferit (fig. 22) [74].

Presiunea de calcul a vîntului a fost luată 83 kgf/m^2, deşi alte turnuri construite în aceeaşi regiune în anul 1954 s-au calculat la presiuni de 117—170 kgf/m^2 [76].

Scanned with OKEN Scanner

Turnurile făceau parte dintr-o baterie de 8 bucăţi identice, aşezate pe două rînduri, la distanţe de 40—60 m. Diametrul la bază era 88 m iar grosimea pereţilor 12,5 cm. Armarea consta dintr-o plasă de Ø 10/25 cm, în mijlocul peretelui.

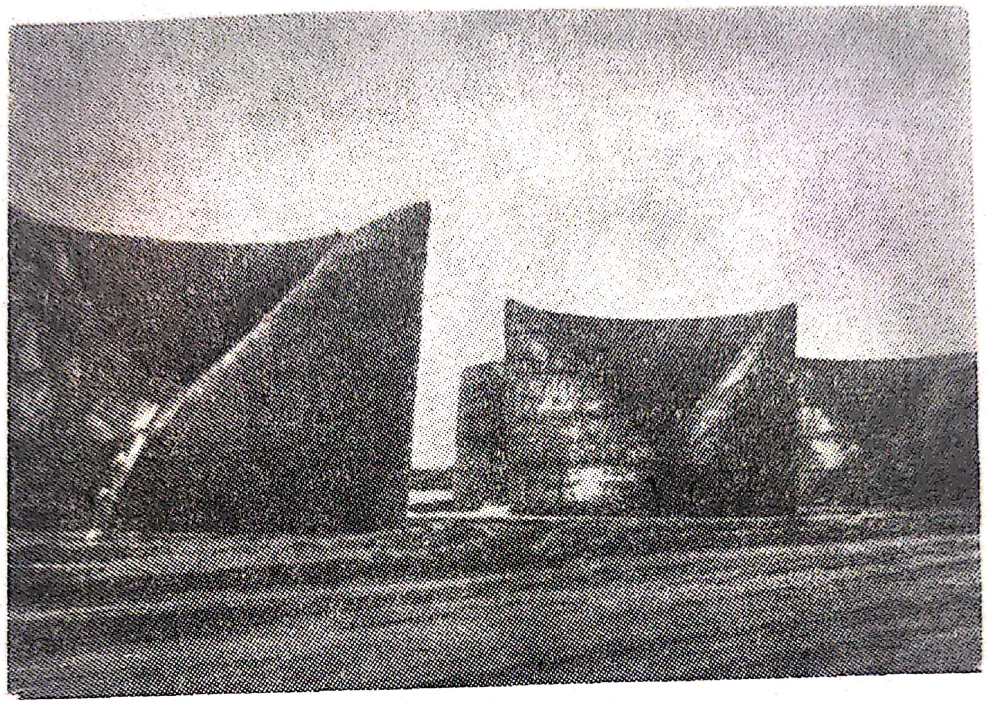


Fig. 21. Rezervoare metalice turtite datorită presiunilor frontale şi sucţiunilor laterale din vînt (Brazilia) [74].

Ruperea s-a datorit întinderilor exagerate în partea de jos a turnului; presiunile reale pe turn au fost cu circa 25% mai mari decît cele apreciate în calcule. Ruperea a fost asociată cu fenomene de pierderea stabilităţii formei pînzei turnului.

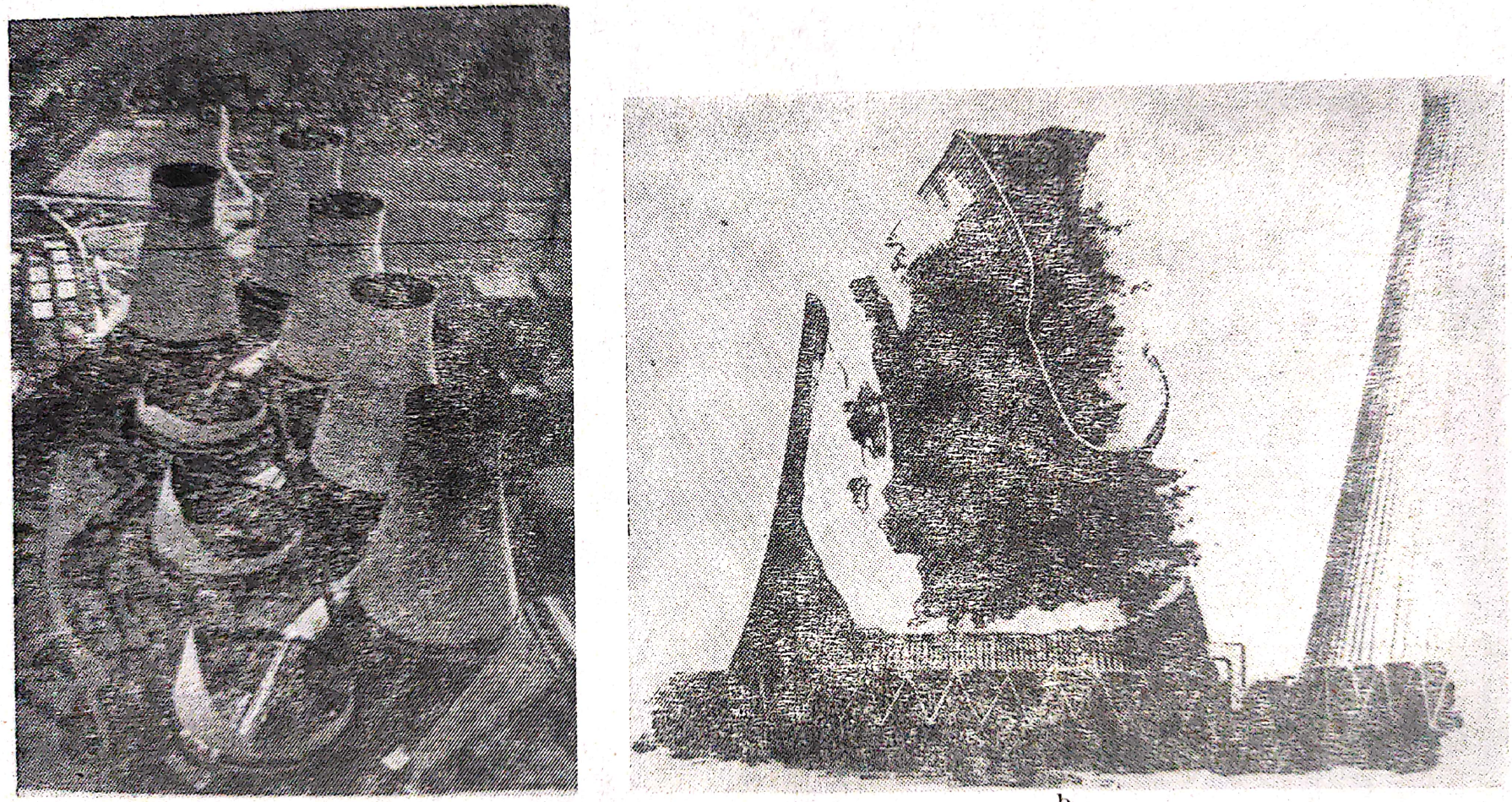
La reconstrucţie pereţii turnurilor au fost îngroşaţi iar armarea s-a majorat. S-a propus ca distanţele între turnuri să nu fie mai mici de 1,5 diametre (la bază).

b) Accidente datorite acţiunii zăpezii :

— În anul 1966, în Suedia, lîngă Stockholm, acoperişul de lemn peste o sală de 15 × 45 m s-a prăbuşit sub o sarcină de 300 kgf/m² compusă din zăpadă şi un strat gros de gheaţă datorat zăpezii topite de aerul cald din interior [74].

— În anul 1959, la Listowel, în Canada, s-a prăbuşit acoperişul unei săli de sport de 73 × 33 m (în plan) datorită stratului de zăpadă depozitat pe acoperiş, a cărei greutate a variat între 268 şi 365 kgf/m².

Acoperişul era din arce de lemn înalte de 3,9 m (la cheie) aşezate la travee de 6,1 m şi fusese construit cu numai 6 ani înainte. Acciden-



a b

Fig. 22. Turnurile de răcire din Ferrybridge, Anglia, după accidentul din anul 1965 :
a — vedere generală ; *b* — prăbuşirea unui turn.

Scanned with OKEN Scanner

tul s-a datorat atît greutăţii zăpezii cît şi faptului că traveea fusese modificată faţă de proiect (de la 4,9 la 6,1 m) iar înălţimea arcelor de asemenea (de la 4,3 m la 3,9 m) [74].

c) Accidente datorită acţiunii temperaturii :

— În februarie 1963, un număr de 13 stîlpi din subsolul parcajului Grand Park din Chicago au fost suprasolicitaţi datorită îngheţului din timpul iernii. Frigul a spart conductele de apă sub presiune pentru incendiu şi cantităţii mari de apă îngheţînd în pămînt au provocat o ridicare a planşeului inferior în dreptul unui şir de stîlpi care s-au fisurat (fig. 23), [76].

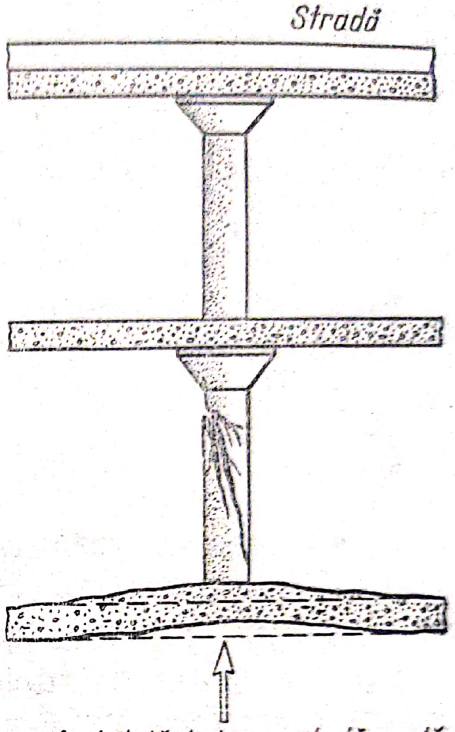


Fig. 23. Ruperea unui stîlp într-un parcaj subteran din Chicago în februarie 1963 datorită îngheţului [76].

— Turnarea betonului pe timp frigurors fără măsuri tehnologice adecvate poate conduce la accidente. Astfel, în lucrarea [76] se citează un hotel care în anul 1929 s-a prăbuşit datorită betonării pe timp friguros. Planurile de execuţie au fost corecte, la fel reţeta betonului, dar rezistenţele acestuia, întărit în condiţii de îngheţ, au fost de ordinul 22—63 kgf/cm² (marcă pe cub).

Îngheţarea betonului proaspăt nu poate fi corectată ulterior şi reprezintă o greşală iremediabilă.

— Un exemplu tipic de avariere datorită temperaturii îl constituie însorirea planşeelor monolite de beton ale teraselor peste ultimul nivel al clădirilor (fig. 24).

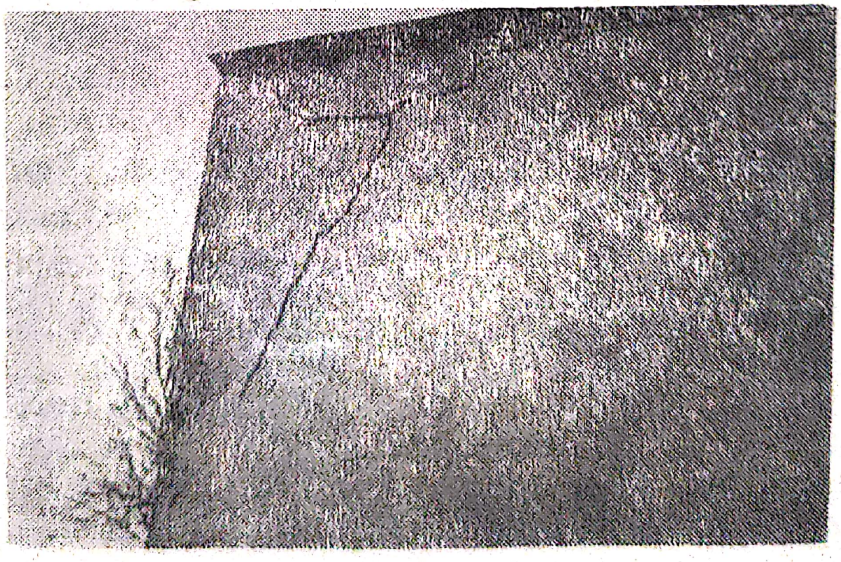


Fig. 24. Fisuri datorită dilatării planşeului acoperişului [170].

Scanned with OKEN Scanner

Fie că reazemă pe zidărie de cărămidă sau diafragme de beton, datorită modificării dimensiunilor în plan ale terasei în funcţie de variaţiile temperaturii exterioare, la partea superioară a pereţilor ultimului nivel apar fisuri orizontale sau înclinate care de multe ori se prelungesc pînă la colţurile golurilor pentru ferestre şi uşi. Fenomenul este mai accentuat la colţuri, unde deformaţiile plăcii planşeului au componente pe două direcţii, iar dacă legătura plăcii terasei nu este monolită (placă pe zidărie de cărămidă, fără centură) colţurile se ridică în sus şi rostul orizontal se deschide.

Fenomene similare se constată şi la rezervoare, unde datorită dilatării capacelor expuse însoririi apar fisuri în pereţi.

1.4.3. RESPONSABILITĂŢI

Prima lege în legătură cu responsabilitatea siguranţei construcţiilor datează din anul 2200 î.e.n. în Codul de Legi al regelui Babilonului Hammurabi (fig. 25), în care se spune :

1) Dacă un constructor construieşte o clădire care se prăbuşeşte cauzînd moartea proprietarului, constructorul va fi omorît.

2) Dacă prăbuşirea provoacă moartea fiului proprietarului, va fi omorît fiul constructorului.

3) Dacă prăbuşirea provoacă moartea unui sclav al proprietarului constructorul va da proprietarului un sclav echivalent.

4) Dacă prăbuşirea cauzează deteriorarea proprietăţii proprietarului, constructorul o va reface pe propria sa cheltuială.

5) Dacă clădirea se deteriorează în timpul exploatării, constructorul o va reface pe propria sa socoteală.

În anul 1792 Codul Napoleonian consemna : „dacă o clădire realizată de un arhitect sau alt constructor se va ruina, în parte sau total, datorită manoperei defectuoase sau chiar terenului de fundaţie, arhitectul sau constructorul respectiv îşi vor pierde libertatea dacă cele de mai sus se petrec în curs de 10 ani de la terminarea lucrării".

În vremea de astăzi analiza problemelor privind responsabilitatea siguranţei lucrărilor de construcţii se integrează în cadrul social, economic şi politic al fiecărei ţări în parte.

Dar, în general, explicitatea responsabilităţilor unei lucrări este dificil de efectuat, mai cu seamă atunci cînd se analizează asemenea probleme în legătură cu accidente. Unul din motive este faptul că investigaţia respectivă este complexă şi implică atît elemente tehnice cît şi elemente de drept.

Scanned with OKEN Scanner

Responsabilităţile sînt în principiu de două feluri : morale şi legale. Cînd implicaţiile economice ale unui accident devin considerabile, responsabilităţile morale devin subordonate celor legale.

Fig. 25. Extras din Codul de Legi al regelui Babilonului Hammurabi (anul 2 000 î.e.n), după J. Feld [76].

În lucrarea [119] se sugerează că o precizare a responsabilităţilor s-ar putea realiza prin includerea chiar în prescripţiile tehnice a unor articole suplimentare care să clarifice şi să nominalizeze limitele responsabilităţilor siguranţei.

Scanned with OKEN Scanner

2. ACȚIUNEA VÎNTULUI ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

2.1. ELEMENTE DE DINAMICA FLUIDELOR

2.1.1. PROPRIETĂȚILE FLUIDELOR ȘI INFLUENȚA LOR ASUPRA MIȘCĂRII FLUIDELOR

În mecanica fluidelor se studiază mișcarea fluidelor sub acțiunea forțelor. Forțele care acționează asupra unei particule de fluid depind de proprietățile acestuia. Ca urmare, în studiul mecanicii fluidelor este necesară cunoașterea amănunțită a diferitelor proprietăți ale fluidelor și influența acestora asupra mișcării.

Viscozitatea poate fi definită cantitativ cu ajutorul modelului idealizat din fig. 26. Spațiul dintre cele două plăci cu suprafața A este plin cu lichid. O forță tangențială F aplicată plăcii superioare imprimă acesteia o viteză constantă V paralelă cu placa inferioară. În lipsa gravității și gradientului de presiune, raportul V/b este proporțional cu forța tangențială pe unitatea de suprafață, adică:

$$F/A = \mu V/b. \tag{83}$$

Constanta de proporționalitate μ reprezintă coeficientul de viscozitate sau viscozitatea dinamică.

Variația liniară a vitezelor în mișcarea fluidului reprezentată în fig. 26 rezultă din faptul că particulele fluidului în contact cu corpul solid aderă de suprafața de contact. Proprietatea fluidelor vîscoase de a nu aluneca pe suprafața de contact cu corpurile solide este folosită ca o condiție de margine importantă pentru rezolvarea problemelor curgerii vîscoase.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru o curgere unidimensională

$$F/A = \tau_{yx} = \mu dv/dy, \tag{84}$$

τ_{yx} fiind efortul unitar tangenţial în orice punct al cîmpului, iar dv/dy panta profilului liniar al vitezelor.

Această ecuaţie reprezintă legea lui Newton pentru viscozitate. Fluidele care se comportă conform acestei legi şi au o viscozitate

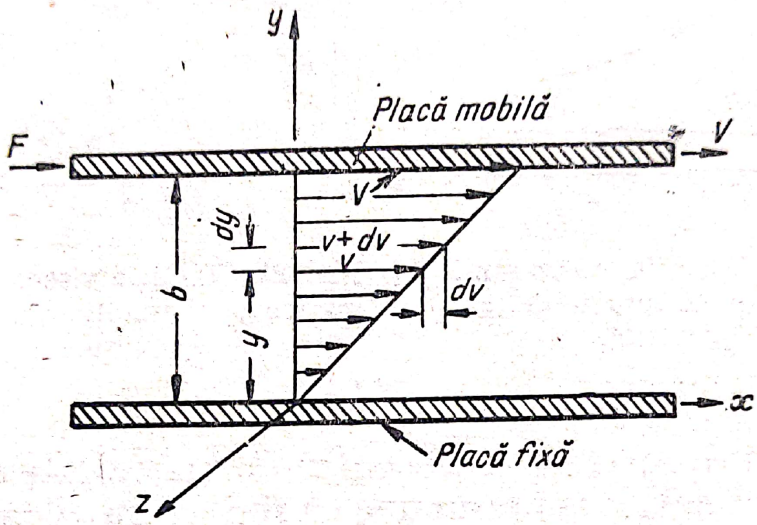


Fig. 26. Modelul Newton pentru definirea viscozităţii unui fluid real.

constantă la o temperatură şi presiune dată sînt numite fluide newtoniene (de exemplu : apa, aerul etc.). Unităţile de măsură pentru viscozitatea dinamică sînt FT/L^2 sau M/TL.

Raportul dintre viscozitatea dinamică μ şi densitatea fluidului ρ este definită ca viscozitate cinematică ν

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}. \tag{85}$$

Unităţile de măsură pentru ν sînt L^2/T. Cînd viscozităţile fluidului sînt exprimate în unităţi de măsură MKS, unitatea de bază pentru μ este poise (1 g/cm · s) şi pentru ν este stokes (1 cm^2/s).

Viscozitatea fluidelor variază cu temperatura dar este în mod practic independentă de variaţia presiunii. Viscozitatea gazelor creşte cu temperatura în timp ce viscozitatea lichidelor se micşorează la creşterea temperaturii. Această deosebire poate fi explicată prin comportarea moleculară diferită a gazelor şi lichidelor (fig. 27 şi

28). Viscozitatea fluidelor se ia în considerare ori de cîte ori apar mişcări relative între particulele învecinate ale unui fluid.

Fluidele nevîscoase sînt fluide idealizate în care coeficientul de viscozitate este nul, cu alte cuvinte, la care eforturile tangenţiale se consideră nule. Nici un fluid real nu este nevîscos, însă unele fluide

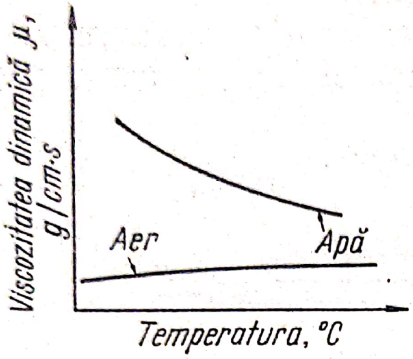


Fig. 27. Variaţia viscozităţii dinamice μ în funcţie de temperatură.

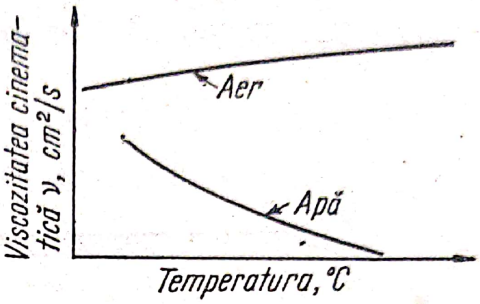


Fig. 28. Variaţia viscozităţii cinematice ν în funcţie de temperatură.

(de exemplu aerul, apa) au coeficientul de viscozitate extrem de mic. Ipoteza fluidului nevîscos presupune că fluidul nu aderă la suprafaţa corpurilor solide ci alunecă liber pe suprafaţa acestora.

Mişcarea fluidelor vîscoase poate fi considerată asemănătoare cu aceea a fluidelor nevîscoase în zonele îndepărtate de marginile solide datorită gradientului redus de viteză al curgerii în acele zone. Efectul frecărilor fluidelor pe suprafaţa corpurilor solide nu poate fi neglijat. Dacă se consideră un fluid trecînd peste o placă plană, se constată că acesta aderă la suprafaţa plăcii şi forţele de frecare întîrzie mişcarea fluidului într-un strat subţire lîngă suprafaţa acestuia. În acest strat viteza fluidului creşte de la valoarea zero, la suprafaţa plăcii, la valoarea corespunzătoare vitezei curentului liber şi gradientul vitezei este mare. Ca urmare, influenţa viscozităţii trebuie luată în considerare.

În tabelul 17 se dau valori pentru densitatea, greutatea specifică, viscozitatea dinamică şi viscozitatea cinematică a aerului la presiunea atmosferică normală.

Compresibilitatea unui fluid este exprimată cantitativ prin expresia

$$E = \lim_{\Delta V_s \to 0} \frac{-\Delta p}{\Delta V_s / V_s} = \frac{-\mathrm{d}p}{\mathrm{d}V_s / V_s} \qquad (86)$$

Tabelul 17

Proprietățile fizice ale aerului la presiunea atmosferică normală

Temperatura	Densitatea	Greutatea specifică	Viscozitatea dinamică $\times 10^3$	Viscozitatea cinematică
°C	g/cm³	dyn/cm³	g/cm·s	cm²/s
−20	1,387	1,360	0,155	0,112
−15	1,365	1,338	0,161	0,118
−10	1,343	1,316	0,164	0,122
−5	1,320	1,293	0,168	0,127
−0	1,294	1,268	0,171	0,132
5	1,272	1,247	0,174	0,137
10	1,249	1,226	0,176	0,141
15	1,225	1,202	0,178	0,145
20	1,205	1,182	0,181	0,151
25	1,184	1,162	0,183	0,155
30	1,164	1,142	0,186	0,160
35	1,147	1,25	0,188	0,164

în care : Δp este creșterea presiunii ;

V_s — volumul specific ($V_s = 1/\rho$) ;

dV_s — descreșterea volumului specific V_s.

Semnul negativ corespunde diferenței de semn între Δp și ΔV (dacă Δp este pozitiv, ΔV_s este negativ).

Scanned with OKEN Scanner

Din expresia $V_s = 1/\rho$ se obține

$$V_s d\rho + \rho dV_s = 0; \qquad -dV_s/V_s = d\rho/\rho; \quad E = \frac{dp}{d\rho/\rho}. \tag{87}$$

Raportul $d\rho/\rho$ reprezintă modificarea relativă a densității produsă de presiunea dp.

Mărimea raportului $d\rho/\rho$ dă o indicație asupra importanței efectului de compresibilitate a unui fluid. Efectul compresibilității unui fluid poate fi neglijat ori de cîte ori modificarea relativă a densității este foarte mică.

Un criteriu pentru a decide dacă curgerea unui fluid poate fi considerată incompresibilă în calculul ingineresc este următorul: se exprimă raportul $d\rho/\rho$ în funcție de numărul Mach $= V/a$ astfel

$$d\rho/\rho \approx 1/2 \text{ Mach}^2 \tag{88}$$

V este viteza curentului în punctul în care se produce modificarea de presiune, iar a viteza sunetului. Pentru numărul Mach $\leqslant 0{,}3$ curgerea gazului poate fi considerată incompresibilă. Dacă se ia în cazul aerului $a = 340$ m/s înseamnă că mișcarea acestuia la o viteză mai mică de 100 m/s (360 km/h) poate fi considerată ca mișcare a unui fluid incompresibil. În această situație se încadrează acțiunea vîntului.

2.1.2. ECUAȚII FUNDAMENTALE ÎN DINAMICA FLUIDELOR

Ecuația de continuitate este

— în forma vectorială

$$\text{div } \rho V + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0; \tag{89}$$

— în forma scalară

1. coordonate cartesiene

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho u) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w) + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0; \tag{90}$$

Scanned with OKEN Scanner

2. coordonate cilindrice

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(r\rho v_r) + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta}(\rho v_\theta) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho v_z) + \frac{\partial p}{\partial t} = 0; \tag{91}$$

3. coordonate sferice

$$\frac{1}{R^2}\frac{\partial}{\partial R}(R^2\rho v_R) + \frac{1}{R\sin\theta}\frac{\partial}{\partial \theta}(\rho v_\theta \sin\theta) + \frac{1}{R\sin\theta}\frac{\partial}{\partial \varphi}(\rho v_\theta) + \frac{\partial p}{\partial t} = 0. \tag{92}$$

Ecuaţia diferenţială a mişcării unei mase de volum unitar supusă unei forţe rezultante exterioare f este conform legii a doua din mecanica clasică

$$f = \rho \frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t}. \tag{93}$$

Pentru o mişcare fără frecări, înlocuind forţa f prin forţele corespunzătoare presiunii şi gravitaţiei, ecuaţia (93) se transformă în ecuaţia Euler

$$-\operatorname{grad} p + \rho g = \rho \frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t}. \tag{94}$$

În cazul fluidelor vîscoase în expresia forţei f se ţine seama şi de forţa datorită viscozităţii şi ecuaţia (94) devine ecuaţia Navier — Stokes

$$-\operatorname{grad} p + \rho g + \mu\nabla^2 V = \rho \frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t}. \tag{95}$$

În tabelele 18 şi 19 se dau ecuaţiile Euler şi Navier—Stokes în diferite sisteme de coordonate.

Tabelul 18

Ecuaţia Euler în diferite sisteme de coordonate

1. Coordonate carteziene $(x, y, z,)$

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x = \rho\left(u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{\partial p}{\partial y}+\rho g_y=\rho\left(u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+w\frac{\partial v}{\partial z}+\frac{\partial v}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{\partial p}{\partial z}+\rho g_z=\rho\left(u\frac{\partial w}{\partial x}+v\frac{\partial w}{\partial y}+w\frac{\partial w}{\partial z}+\frac{\partial w}{\partial t}\right)$$

2. Coordonate cilindrice (r, θ, z)

$$-\frac{\partial p}{\partial r}+\rho g_r=\rho\left(v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}-\frac{v_\theta^2}{r}+v_z\frac{\partial v_r}{\partial z}+\frac{\partial v_r}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{1}{r}\frac{\partial p}{\partial \theta}+\rho g_\theta=\rho\left(v_r\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}+\frac{v_r v_\theta}{r}+v_z\frac{\partial v_\theta}{\partial z}+\frac{\partial v_\theta}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{\partial p}{\partial_z}+\rho g_z=\rho\left(v_r\frac{\partial v_z}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_z}{\partial \theta}+vz\frac{\partial v_z}{\partial_z}+\frac{\partial v_z}{\partial t}\right)$$

3. Coordonate sferice (R, θ, Φ)

$$-\frac{\partial p}{\partial R}+\rho g_R=\rho\left(v_R\frac{\partial v_R}{\partial R}+\frac{v_\theta}{R}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}+\frac{v_\Phi}{R\sin\theta}\frac{\partial v_R}{\partial \Phi}-\frac{v_\theta^2+v_\Phi^2}{R}+\frac{\partial v_R}{\partial t}\right)$$

$$-\frac{1}{R}\frac{\partial p}{\partial_\theta}+\rho g_\theta=\rho\left(v_R\frac{\partial v_\theta}{\partial R}+\frac{v_\theta}{R}\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}+\frac{v_\Phi}{R\sin\theta}\frac{\partial v_\theta}{\partial \Phi}+\frac{v_R v_\theta}{R}-\frac{v_\Phi^2\operatorname{cotg}\theta}{R}+\frac{\partial v_\theta}{\partial t}\right)$$

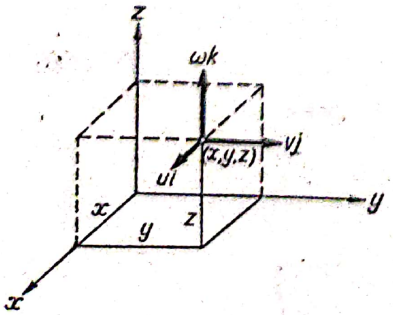
$$-\frac{1}{R\sin\Phi}\frac{\partial p}{\partial \theta}+\rho g_\Phi=\rho\left(v_R\frac{\partial v_\Phi}{\partial R}+\frac{v_\theta}{R}\frac{\partial v_\Phi}{\partial \theta}+\frac{v_\Phi}{R\sin\theta}\frac{\partial v_\Phi}{\partial \Phi}+\frac{v_\Phi v_R}{R}+\right.$$

$$\left.+\frac{v_\theta v_\Phi}{R}\operatorname{cotg}\theta+\frac{\partial v_\Phi}{\partial t}\right)$$

Tabelul 19

Ecuațiile Navier-Stockes în diferite sisteme de coordonate

1. Coordonate carteziene (x, y, z)



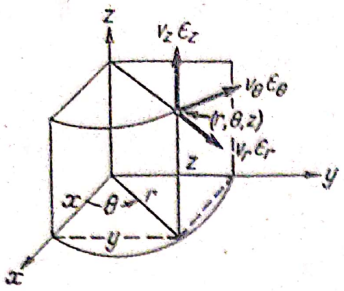
$$\rho\left(u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+w\frac{\partial u}{\partial z}+\frac{\partial u}{\partial t}\right)=\rho g_x-\frac{\partial p}{\partial x}+\mu\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)$$

$$\rho\left(u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+w\frac{\partial v}{\partial z}+\frac{\partial v}{\partial t}\right)=\rho g_y-\frac{\partial p}{\partial y}+\mu\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial z^2}\right)$$

$$\rho\left(u\frac{\partial w}{\partial x}+v\frac{\partial w}{\partial y}+w\frac{\partial w}{\partial z}+\frac{\partial w}{\partial t}\right)=\rho g_z-\frac{\partial p}{\partial z}+\mu\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)$$

Scanned with OKEN Scanner

2. Coordonate cilindrice (r, θ, z)



$$\rho\left(v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}-\frac{v_\theta^2}{r}+v_z\frac{\partial v_z}{\partial z}+\frac{\partial v_z}{\partial t}\right)=\rho g_r-\frac{\partial p}{\partial r}+$$

$$+\mu\left[\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}rv_r\right)+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_r}{\partial\theta^2}-\frac{2}{r^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}+\frac{\partial^2 v_r}{\partial z^2}\right]$$

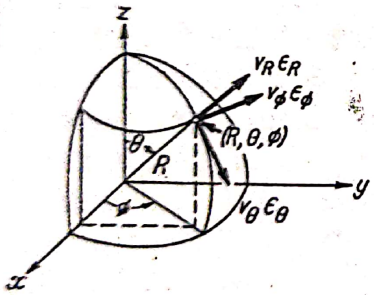
$$\rho\left(v_r\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}+\frac{v_r v_\theta}{r}+v_z\frac{\partial v_\theta}{\partial z}+\frac{\partial v_\theta}{\partial t}\right)=\rho g_\theta-\frac{1}{r}\frac{\partial p}{\partial\theta}+$$

$$+\mu\left[\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}rv_\theta\right)+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_\theta}{\partial\theta^2}+\frac{2}{r^2}\frac{\partial v_r}{\partial\theta}+\frac{\partial^2 v_\theta}{\partial z^2}\right]$$

$$\rho\left(v_r\frac{\partial v_z}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_z}{\partial\theta}+v_z\frac{\partial v_z}{\partial z}+\frac{\partial v_z}{\partial t}\right)=$$

$$=zg\rho-\frac{\partial p}{\partial z}+\mu\left[\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial v_z}{\partial r}\right)+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_z}{\partial\theta^2}+\frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2}\right]$$

3. Coordonate sferice (R, θ, Φ)



$$\rho\left)v_R\frac{\partial v_R}{\partial R}+\frac{v_\theta}{R}\frac{\partial v_R}{\partial\theta}+\frac{v_\Phi}{R\sin\theta}\frac{\partial v_R}{\partial\Phi}-\frac{v_\theta^2+v_\Phi^2}{R}+\frac{\partial v_R}{\partial t}\right)=$$

$$=\rho g_R-\frac{\partial p}{\partial_R}+$$

$$+\mu\left(\nabla^2 v_R-\frac{2}{R^2}v_R-\frac{2}{R^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}-\frac{2}{R^2}v_R\operatorname{ctg}\theta-\frac{2}{R^2\sin\theta}\frac{\partial v_\Phi}{\partial\Phi}\right)$$

$$\rho\left(v_R\frac{\partial v_\theta}{\partial R}+\frac{v_\theta}{R}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}-\frac{v_\Phi}{R\sin\theta}\frac{\partial v_\theta}{\partial\Phi}+\frac{v_R v_\theta}{R}-\frac{v_\Phi^2\operatorname{ctg}\theta}{R}+\frac{\partial v_\theta}{\partial t}\right)=$$

$$=\rho g_\theta-\frac{1}{R}\frac{\partial p}{\partial\theta}+\mu\left(\nabla^2 v_\theta+\frac{2}{R^2}\frac{\partial v_R}{\partial\theta}-\frac{v_\theta}{R^2\sin^2\theta}-\frac{2\cos\theta}{R^2\sin^2\theta}\frac{\partial v_\Phi}{\partial\Phi}\right)$$

$$\rho\left(v_R\frac{\partial v_\Phi}{\partial R}+\frac{v_\theta}{R}\frac{\partial v_\Phi}{\partial\theta}+\frac{v_\Phi}{R\sin\theta}\frac{\partial v_\Phi}{\partial\Phi}+\frac{v_\Phi v_R}{R}+\frac{v_\theta v_\Phi}{R}\operatorname{cotg}\theta+\frac{\partial v_\Phi}{\partial t}\right)=$$

$$=\rho g_\Phi-\frac{1}{R\sin\theta}\frac{\partial p}{\partial\Phi}+\mu\left(\nabla^2 v_\Phi-\frac{v_\Phi}{R^2\sin^2\theta}+\frac{2}{R^2\sin^2\theta}\frac{\partial v_R}{\partial\Phi}+\frac{2\cos\theta}{R^2\sin^2\theta}\frac{\partial v_\theta}{\partial\Phi}\right)$$

Scanned with OKEN Scanner

În cercetarea detaliată a diferitelor moduri de mişcare se pot stabili ecuaţii diferenţiale care să definească cu precizie mişcarea fluidului în fiecare punct şi care să satisfacă în acelaşi timp condiţiile de margine date.

Rezolvarea ecuaţiilor respective implică însă dificultăţi care depăşesc posibilităţile metodelor actuale de calcul. Ca urmare, este necesar să se adopte modele de mişcări simple idealizate, convenabile pentru calculul matematic şi care să conducă în acelaşi timp la valori finale compatibile cu procesul real de mişcare. Un asemenea model simplificat este reprezentat de mişcarea irotaţională, în care efectul viscozităţii fluidului se neglijează ($\mu=0$).

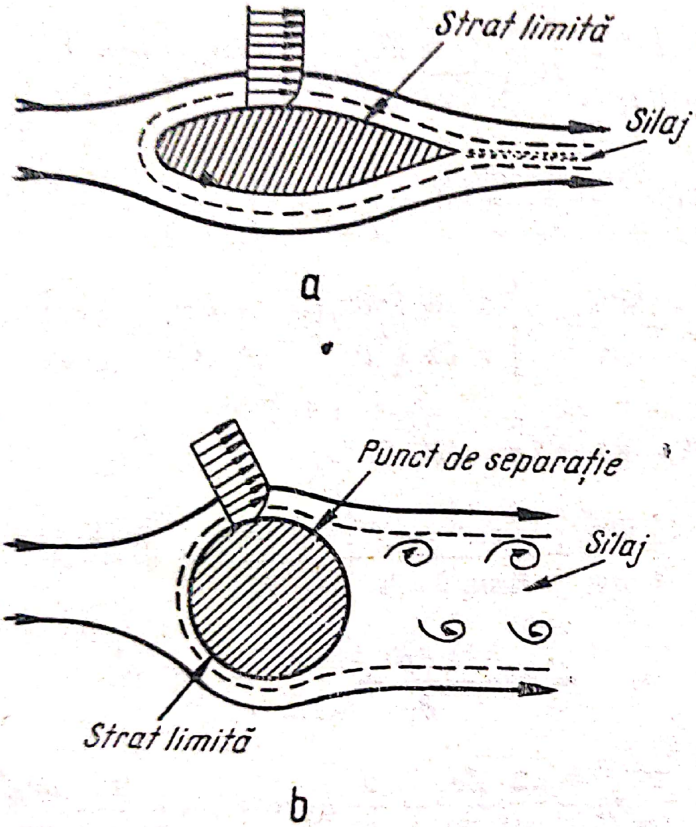


Fig. 29. Mişcarea unui fluid în jurul unui corp solid:
a – de formă aerodinamică; *b* – de formă cilindrică.

În mişcarea irotaţională nici o particulă fluidă nu se roteşte în timpul mişcării. Dezvoltarea rotaţiei la o particulă de fluid ar putea fi produsă de diferite fenomene fizice, care sînt în general prezente în mişcarea fluidelor reale: prezenţa eforturilor tangenţiale datorită viscozităţii, încălzirea neuniformă, efectele disipative neuniforme etc.

Eforturile tangenţiale de viscozitate depind de valoarea viscozităţii şi de variaţia gradientului de viteză. Ca urmare, în zonele în care gradientul de viteză este nul, eforturile tangenţiale sînt nule oricare ar fi valoarea viscozităţii şi mişcarea este irotaţională.

Pentru multe fluide cu viscozitate redusă (apa, aerul) zonele de mişcare irotaţională pot constitui porţiuni largi în cîmpul de mişcare. Dacă se consideră, de exemplu, un fluid cu mişcare irotaţională care trece peste un corp solid cu forma aerodinamică (fig. 29, *a*), mişcarea curentului va rămîne irotaţională în cea mai mare parte a cîmpului, însă va deveni rotaţională în vecinătatea imediată a corpului.

Scanned with OKEN Scanner

În această zonă îngustă efectul de frecare al aerului nu poate fi neglijat chiar dacă viscozitatea lui este foarte mică. Ca urmare, gradientul de viteză nu mai este nul, apar eforturi tangențiale de viscozitate, mișcarea este rotațională (strat limită). În spatele corpului apare silajul (zonă turbulentă cu vîrtejuri).

Dacă corpul solid nu are formă aerodinamică zona de silaj este mult mai largă datorită separației curentului de aer (fig. 29, *b*).

Din cele arătate rezultă că în tratarea analitică, cîmpul de mișcare al fluidului poate fi împărțit în două regiuni :

— curentul principal în care mișcarea este irotațională ;

— stratul limită și zona silajului în care mișcarea este rotațională (efectul viscozității fluidului trebuie luat în considerare).

Rotația unei particule de fluid este reprezentată printr-un vector de vîrtej, $\overline{W}$.

În coordonate carteziene (x, y, z) cu vectorul viteză

$$\overline{V} = u\bar{i} + v\bar{j} + w\bar{k}$$

$$\overline{W} = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}\right)\bar{i} + \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial u}{\partial x}\right)\bar{j} + \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right)\bar{k}. \qquad (96)$$

În coordonate cilindrice (r, θ, z) cu $\overline{V} = v_r\,\overline{\varepsilon}_r + v_\theta\,\overline{\varepsilon}_\theta + v_z\,\overline{\varepsilon}_z$ (97)

$$\overline{W} = \left[\frac{1}{r}\frac{\partial v_z}{\partial \theta} - \frac{\partial v_\theta}{\partial z}\right]\overline{\varepsilon}_r + \left[\frac{\partial v_r}{\partial z} - \frac{\partial v_z}{\partial r}\right]\overline{\varepsilon}_\theta + \left[\frac{1}{r}\frac{\partial (r v_\theta)}{\partial r} - \frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}\right]\overline{\varepsilon}_z.$$

În coordonate sferice (R, θ, Φ) cu $V = v_R\overline{\varepsilon}_R + v_\theta\overline{\varepsilon}_\theta + v_\Phi\overline{\varepsilon}_\Phi$

$$\overline{W} = \left[\frac{1}{R\sin\theta}\frac{\partial v_\theta}{\partial \Phi} - \frac{1}{R}\frac{\partial v_\Phi}{\partial \theta} - \frac{\operatorname{cotg}\theta}{R}\,v_\Phi\right]\overline{\varepsilon}_R + \left[\frac{1}{R}\frac{\partial (R v_\Phi)}{\partial R} - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{R\sin\theta}\frac{\partial v_R}{\partial \theta}\right]\overline{\varepsilon}_\theta + \left[\frac{1}{R}\frac{\partial v_R}{\partial \theta} - \frac{1}{R}\frac{\partial (R v_\theta)}{\partial R}\right]\overline{\varepsilon}_\Phi. \qquad (98)$$

Cantitățile unitare notate cu bară deasupra reprezintă versorii direcțiilor caracteristice în cadrul fiecărui sistem de coordonate.

În mișcare irotațională $\overline{W} = 0$, sau, în coordonate carteziene

$$\frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x}; \quad \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial y}, \qquad (99)$$

Scanned with OKEN Scanner

Diferența dintre mișcarea rotațională și irotațională stabilită mai înainte din criterii matematice poate fi ilustrată grafic (fig. 30). Într-o mișcare irotațională liniile mediane ale unei particule de fluid rămîn orientate paralel cu direcțiile inițiale oricît de mult s-ar deforma elementul (liniile mediane nu se rotesc).

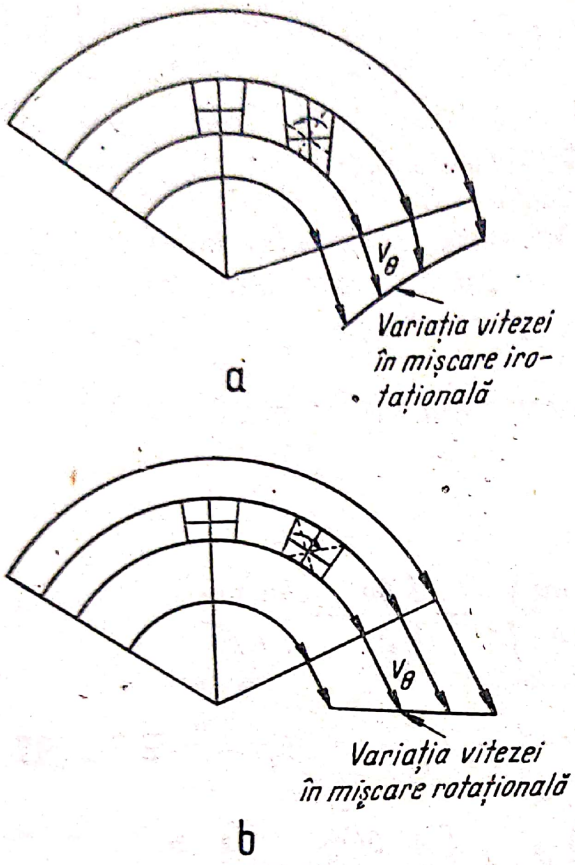


Fig. 30. Mișcarea bidimensională.

Problema determinării unei mișcări particulare irotaționale echivalează din punct de vedere matematic cu alegerea unui potențial de viteză care să satisfacă în același timp ecuația Laplace și condițiile de margine date.

În mișcarea bidimensională potențială se poate aplica cu succes teoria variabilelor complexe. Potențialul de viteză și funcțiile de curent pentru fiecare mișcare bidimensională potențială sînt respectiv partea reală și imaginară a unei funcții cu variabilă complexă și invers. Ca urmare, un mare număr de mișcări potențiale pot fi tratate considerînd diferite funcții cu variabilă complexă. Mai mult, această teorie dă posibilitatea de a afla potențialul de viteză care satisface condițiile de margine pentru o problemă de mișcare dată, cu ajutorul transformărilor succesive [137, 168].

2.1.4. MIȘCAREA FLUIDELOR VÎSCOASE

Teoria mișcării irotaționale, în care se neglijează efectul viscozității, nu permite explicarea unor fenomene complicate care se produc în cazul fluidelor reale (disiparea energiei, separarea straturilor și formarea silajului etc.).

Viscozitatea joacă un rol important în mișcarea fluidelor. Deformarea particulelor de fluid este însoțită de apariția unor rezistențe vîscoase τ.

Mișcarea fluidelor vîscoase apare în două moduri distincte:

— mișcare laminară, caracterizată prin deplasarea fluidului în straturi paralele;

Scanned with OKEN Scanner

— mişcare turbulentă, caracterizată prin amestecarea violentă a fluidului.

Modul de mişcare este condiţionat de mărimea relativă a vitezelor şi forţelor vîscoase. La valori mici ale vitezelor, forţele vîscoase sînt suficient de mari pentru ca să menţină mişcarea fluidului în straturi paralele (laminar).

Ca expresie cantitativă pentru apariţia uneia din cele două moduri de curgere se foloseşte numărul Reynolds (Re)

$$\mathrm{Re} = \frac{VL\rho}{\mu} = \frac{VL}{\nu} \tag{100}$$

în care: V este viteza mişcării;
L — dimensiunea liniară caracteristică;
ρ — densitatea;
μ — viscozitatea dinamică;
ν — viscozitatea cinematică.

În majoritatea problemelor inginereşti din domeniul mecanicii fluidelor mişcarea este turbulentă. Acest tip de mişcare nu este încă deplin clarificat. Nu există în momentul de faţă o teorie completă satisfăcătoare a mişcării turbulente care să poată fi aplicată în problemele inginereşti. În cele mai multe cazuri se folosesc teorii generale semiempirice completate cu date obţinute pe cale experimentală, în cazurile concrete studiate. Rezultatele obţinute în felul acesta sînt satisfăcătoare, ele apropiindu-se destul de mult de modul real de comportare a fluidului în mişcarea turbulentă.

Mecanismul trecerii de la mişcarea laminară la mişcarea turbulentă este complicat. După C. Lin el poate fi asociat cu stabilitatea mişcării laminare. O uşoară deranjare locală poate transforma o mişcare laminară în turbulentă. Acest lucru este arătat schematic în fig. 31.

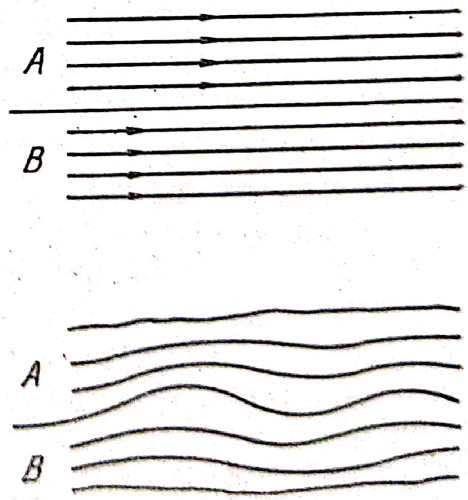


Fig. 31. Formarea vîrtejurilor într-o mişcare laminară nestabilă.

O deranjare locală produce o creştere a vitezei particulei A ceea ce conduce la micşorarea presiunii în A, sub valoarea din B (fig. 31). Diferenţa de presiune conduce la creşterea în continuare a diferenţei

de viteză şi rezultatul este formarea vîrtejurilor la suprafaţa de discontinuitate, deci trecerea la mişcarea turbulentă [137, 168].

2.1.5. TEORIA STRATULUI LIMITĂ

Noţiunea de strat limită a fost introdusă în anul 1904 de L. Prandtl. El a utilizat acest termen pentru a defini stratul subţire de fluid care se găseşte în vecinătatea unui corp solid faţă de care fluidul se deplasează, strat în interiorul căruia viscozitatea fluidului trebuie luată în considerare. Ca urmare, mişcarea fluidelor cu viscozitate mică (aerul, apa) peste corpuri solide poate fi studiată în cadrul a două zone distincte:

— o zonă îngustă în vecinătatea corpului solid în care efectele viscozităţii sînt importante (strat limită);

— o zonă largă, care nu este în apropiere de suprafaţa corpului solid şi în care influenţa viscozităţii este mică şi poate fi neglijată; în această zonă se poate aplica teoria mişcării irotaţionale.

Pentru ca să apară o comportare de tip „strat limită" numărul Reynolds trebuie să fie relativ mare (ca limită inferioară ar putea fi acceptată valoarea 1 000).

O dezvoltare largă a teoriei stratului limită a fost dată de H. Schlichting în anul 1960 [193]. Teoria stratului limită are o largă aplicare în studiul acţiunii vîntului asupra construcţiilor. Această teorie poate permite determinarea distribuţiei vitezelor pe înălţime, calcularea presiunilor şi a forţelor de antrenare precum şi explicarea fenomenelor complicate de curgere care se produc în jurul construcţiilor (vîrtejuri, silaj).

Pentru exemplificare [137, 168] se consideră mişcarea laminară a unui fluid, cu viteza uniformă V_0, peste o placă netedă cu grosime neglijabilă aşezată paralel cu direcţia de curgere (fig. 32).

Viteza la suprafaţa plăcii este zero. Grosimea stratului limită, δ, creşte cu distanţa x de la capătul plăcii. În figură această grosime este reprezentată exagerat, pentru claritate. În realitate grosimea stratului limită este mult mai mică. Dacă lungimea plăcii este mare, grosimea stratului limită creşte pînă la o anumită valoare, după care, datorită instabilităţii mişcării, curgerea laminară în stratul limită devine turbulentă. Trecerea de la mişcarea laminară la cea turbulentă în stratul limită apare pentru o anumită valoare a numărului Reynolds, $\mathrm{Re}_x = Vx\frac{\rho}{\mu} = \frac{Vx}{\nu}$, unde Re_x reprezintă numărul Re la distanţa x de la marginea plăcii, deci numărul Re calculat cu formula (100) în care se ia $L = x$.

În fig. 33 se prezintă schematic cele două moduri de curgere, precum şi zona de tranziţie în care, aşa cum au arătat încercările experimentale, mişcarea este parţial laminară, parţial turbulentă.

Cînd un strat limită turbulent se formează pe o suprafaţă netedă, în zona respectivă apare şi un substrat subţire laminar lîngă suprafaţa corpului solid.

Pentru o placă plană trecerea de la curgerea laminară la cea turbulentă poate să apară la $\mathrm{Re}_x = 10^5$ dacă placa este aspră sau nivelul

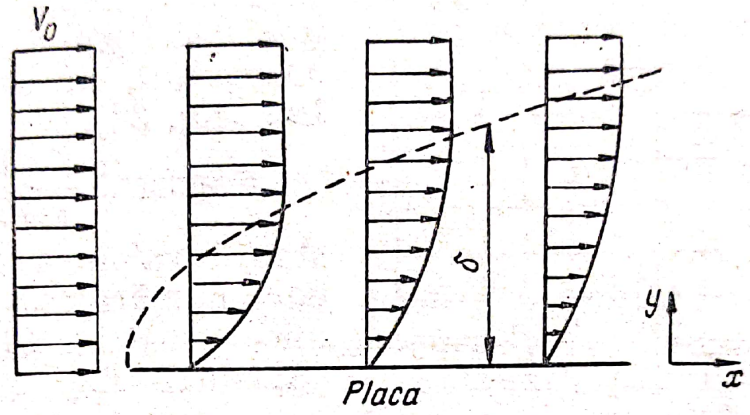


Fig. 32. Stratul limită în mişcarea fluidului peste o placă plană.

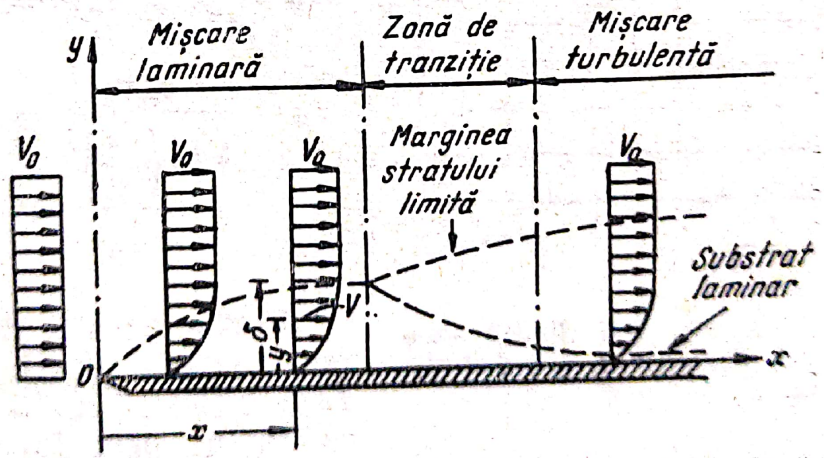


Fig. 33. Mişcarea în stratul limită peste o placă plană.

turbulenţei în curentul principal este ridicat. Pentru o placă plană netedă şi pentru curent principal cu turbulenţă slabă mişcarea laminară se poate menţine pînă la $\mathrm{Re}_x = 3 \times 10^6$.

În zona mişcării laminare cu $\frac{dp}{dx} = 0$, dacă se admite pentru profilul vitezelor o curbă parabolică

$$V/V_0 = 2y/\delta - (y/\delta)^2$$

și se folosesc ecuațiile Kármán și Newton [137, 168], se obține

$$\delta = 5{,}48\left(\frac{\nu x}{V_0}\right)^{\frac{1}{2}} = 5{,}48\, x/\sqrt{\mathrm{Re}_x}\,. \qquad (101)$$

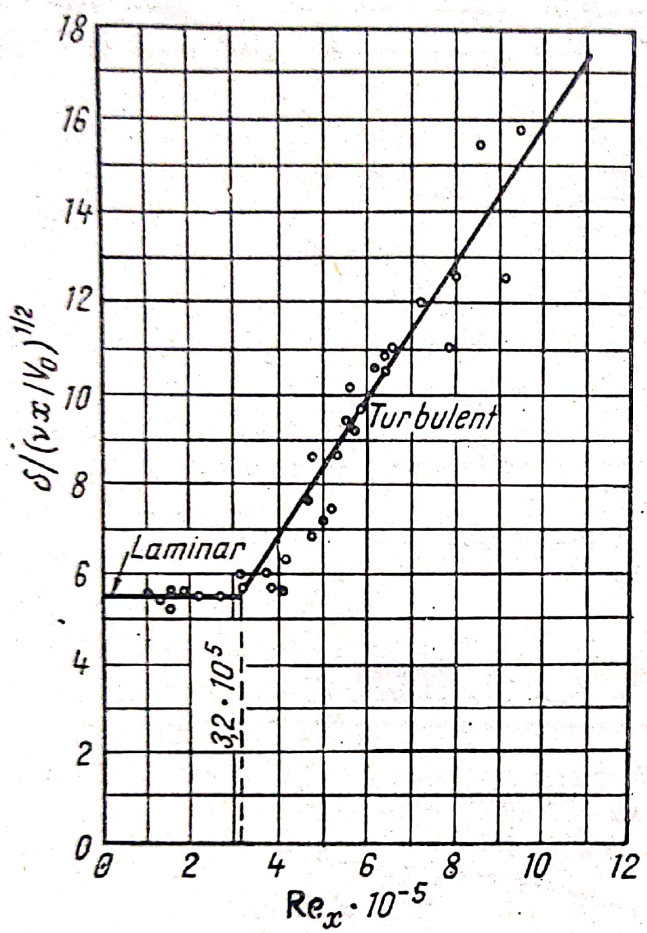


Fig. 34. Grosimea stratului limită de-a lungul unei plăci plane după măsurătorile lui M. Hansen.

Încercările efectuate de M. Hansen pentru stabilirea grosimii stratului limită în lungul unei plăci plane, după direcția curentului, au dat valori similare (fig. 34).

Raportul $\dfrac{\delta}{x/\sqrt{\mathrm{Re}_x}}$ rămîne constant la valoarea stabilită ($\sim 5{,}5$) dacă numărul Reynolds este mai mic decît $3{,}2 \times 10^5$ și crește rapid dacă Re_x ia valori mai mari.

Efortul unitar tangențial la suprafața plăcii se poate exprima prin expresia

$$\tau_0 = \frac{2\mu V_0}{5{,}48\left(\dfrac{\nu x}{V_0}\right)^{\frac{1}{2}}} = \frac{0{,}365}{\sqrt{\mathrm{Re}_x}}\,\rho V_0^2. \qquad (102)$$

Forța totală de antrenare pe o parte a plăcii, pe lungimea L și lățimea egală cu unitatea, se obține prin integrare

$$F_a = \int_0^L \tau_0\, \mathrm{d}x = \int_0^L \frac{2\mu V_0}{5{,}48\left(\dfrac{\nu x}{V_0}\right)^{\frac{1}{2}}}\, \mathrm{d}x = \frac{1{,}46}{\sqrt{\mathrm{Re}_L}} \cdot \frac{\rho V_0^2}{2} L \qquad (103)$$

unde

$$\mathrm{Re}_L = VL\rho/\mu = VL/\nu.$$

Scanned with OKEN Scanner

Coeficientul de antrenare c_a, definit prin raportul $F_a/(\rho V_0^2 L/2)$ are valoarea

$$c_a = \frac{1{,}46}{\sqrt{\mathrm{Re}_L}}. \tag{104}$$

Folosind ecuaţiile Navier-Stokes şi ecuaţia de continuitate (pentru gradient de presiune nul) şi introducînd condiţiile de margine respective, H. Blasius a obţinut pentru δ, τ_0 şi c_a expresii asemănătoare, cu (101), (102) şi (104)

$$\delta = 4{,}91\,\frac{x}{\sqrt{\mathrm{Re}_x}};\quad \tau_0 = \frac{0{,}332}{\sqrt{\mathrm{Re}_x}}\,\rho V_0^2;\quad c_a = \frac{1{,}32}{\sqrt{\mathrm{Re}_L}}. \tag{105}$$

În zona mişcării turbulente, profilul vitezelor corespunde unei funcţii logaritmice. Folosind o asemenea variaţie şi utilizînd ecuaţia Kármán calculul devine complicat şi anevoios. Totuşi dacă se consideră placa netedă şi distribuţia vitezelor exponenţială după puterea 1/7 se obţine

$$\delta = 0{,}37\,x\left(\frac{\mu}{V_0 x}\right)^{1/5} = \frac{0{,}37x}{\mathrm{Re}_x^{1/5}}, \tag{106}$$

Din această expresie se observă că grosimea stratului limită în zona turbulentă (pe o placă netedă) creşte cu $x^{4/5}$, deci mult mai rapid decît în zona laminară [137, 168],

$$\tau_0 = 0{,}0592\,\frac{\rho V_0^2}{2}\left(\frac{\mu}{V_0 x\rho}\right)^{1/5} = 0{,}0296\,\rho V_0^2\left(\frac{\nu}{V_0 x}\right)^{1/5} \tag{107}$$

$$F_a = 0{,}074\,\frac{\rho V_0^2}{2}L\left(\frac{\mu}{V_0 L\rho}\right)^{1/5} = 0{,}037\,\rho V_0^2 L\,\mathrm{Re}_L^{-1/5} \tag{108}$$

$$c_a = \frac{F_a}{L\left(\frac{\rho V_0^2}{2}\right)} = 0{,}074\ \mathrm{Re}_L^{-1/5}, \tag{109}$$

Expresiile stabilite pentru c_a atît în zona mișcării laminare cît și în zona mișcării turbulente corespund datelor obținute prin încercări pînă la valori $Re_L < 10^7$ (fig. 35).

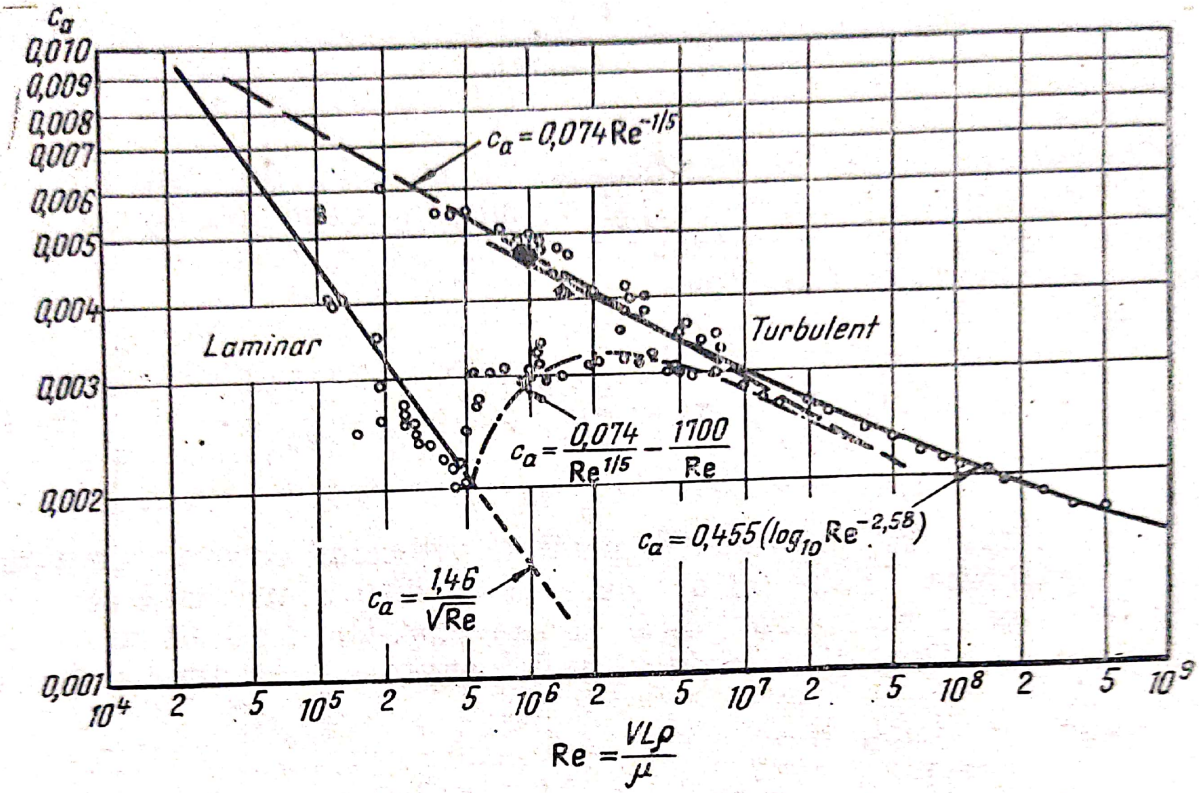


Fig. 35. Coeficienții forței de antrenare c_a pentru o suprafață plană netedă în funcție de numărul Reynolds.

Pentru numere Reynolds mai mari, Schlichting a folosit o distribuție logaritmică a vitezelor obținînd în cazul suprafeței plane netede expresia

$$c_a = 0{,}455\ (\lg\ Re_L)^{-2{,}58} \tag{110}$$

care corespunde datelor experimentale pînă la $Re_L = 10^9$ (v. fig. 35).

În cazul suprafeței plane rugoase

$$c_a = \left(1{,}89 + 1{,}62\ \lg\ \frac{L}{e}\right)^{-2{,}5}. \tag{111}$$

Dacă suprafața corpului solid este curbă și gradientul de presiune este pozitiv $\left(\frac{dp}{dx} > 0\right)$, creșterile de presiune acționînd în același sens cu rezistențele vîscoase, invers sensului de curgere, conduc la o îngroșare a stratului limită (fig. 36). În timp ce în zona îndepărtată de

corp singura rezistență la curgere este produsă de gradientul de presiune pozitiv, în stratul limită rezistența la curgere se datorează atît gradientului de presiune pozitiv cît și rezistențelor vîscoase care la suprafața corpului au valori importante. Ca urmare, se produce

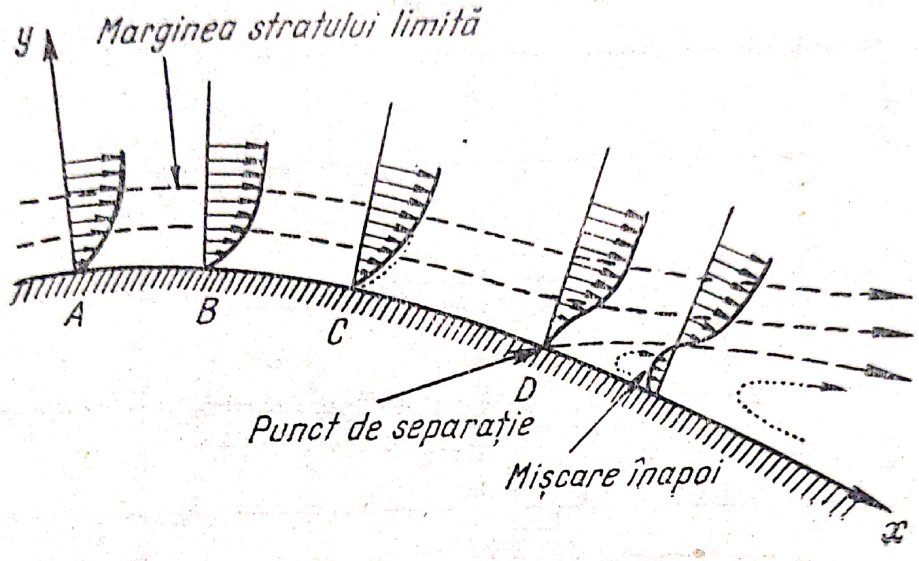


Fig. 36. Mișcarea în stratul limită pentru $\frac{dp}{dx} > 0$.

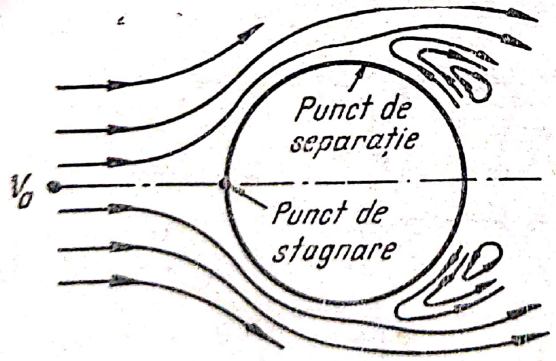


Fig. 37. Mișcarea fluidului în jurul unui corp cilindric.

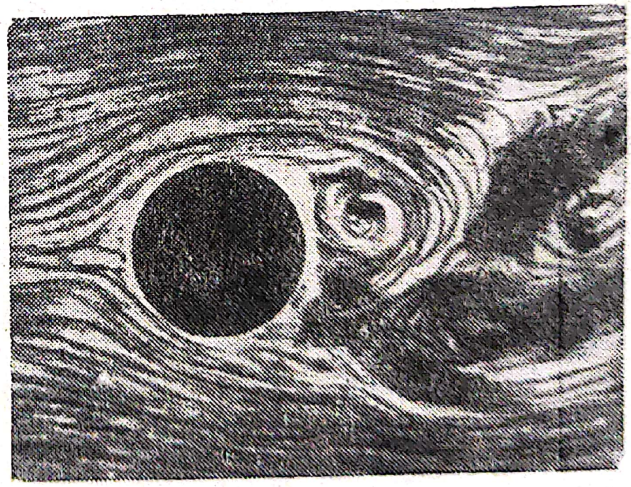


Fig. 38. Mișcarea fluidului în jurul unui corp cilindric [P. Longwell].

o decalare a mișcării în vecinătatea corpului solid și sensul curgerii se poate inversa. Punctul în care se produce această inversare de curgere este numit punct de separație.

În fig. 37 se arată schematic mișcarea fluidului în jurul unui corp cilindric, iar în fig. 38 aceeași mișcare este pusă în evidență prin fotografiere, cu ajutorul prafului de aluminiu pulverizat pe suprafața fluidului.

Scanned with OKEN Scanner

Poziţia punctului de separaţie depinde de forma corpului, de rugozitatea suprafeţei şi de numărul Reynolds în mişcarea liberă. Producerea fenomenului are serioase consecinţe în tratarea teoretică. Distribuţia presiunilor se îndepărtează de distribuţia teoretică şi trebuie determinată experimental.

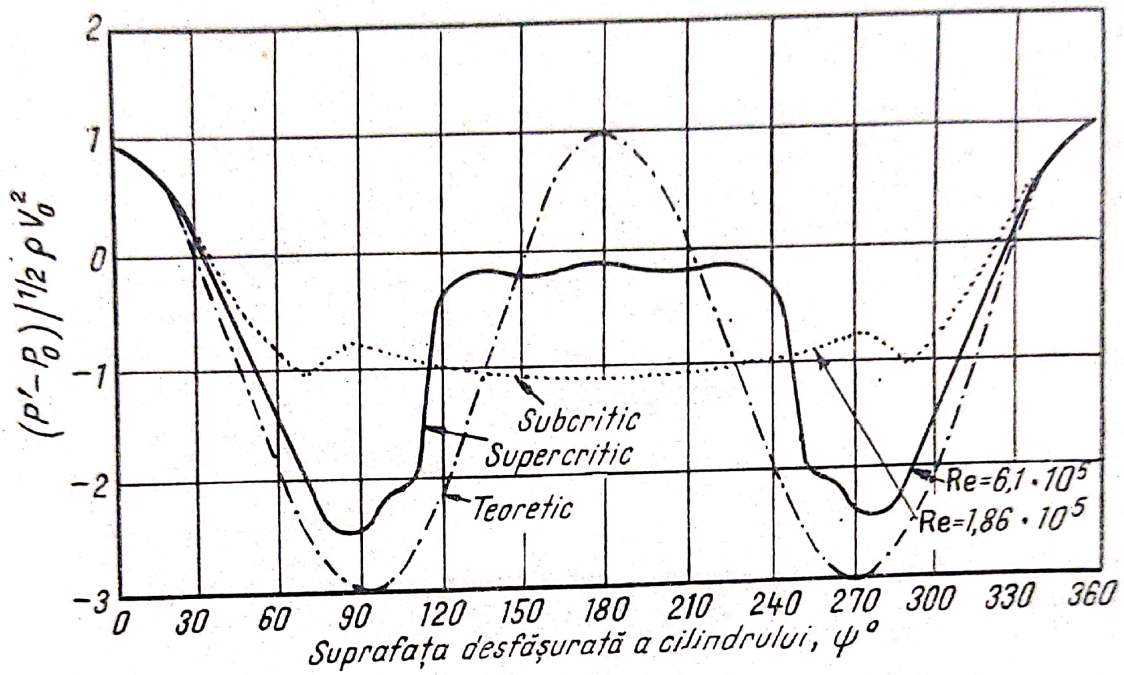


Fig. 39. Variaţia presiunii în jurul unui corp cilindric după măsurătorile efectuate de O. Flachsbart.

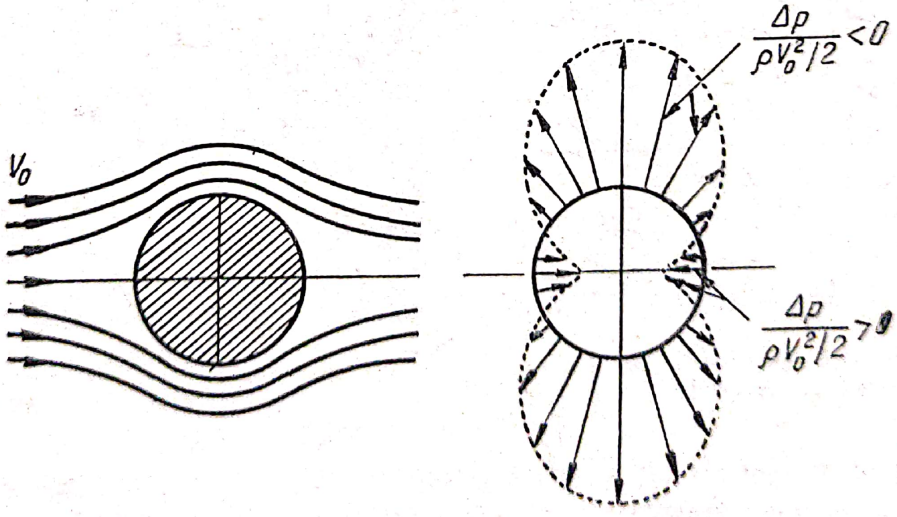


Fig. 40. Variaţia presiunii pe suprafaţa unui corp cilindric în mişcare irotaţională.

În fig. 39 se arată distribuţia presiunilor în jurul unui cilindru măsurate de O. Flachsbart pentru două valori ale numărului Reynolds. Pentru comparaţie s-a trasat şi distribuţia teoretică. În fig. 40 se

arată distribuţia presiunilor pentru o mişcare irotaţională în jurul unui cilindru (fluid nevîscos), iar în fig. 41 distribuţia presiunilor în situaţia în care fluidul este vîscos.

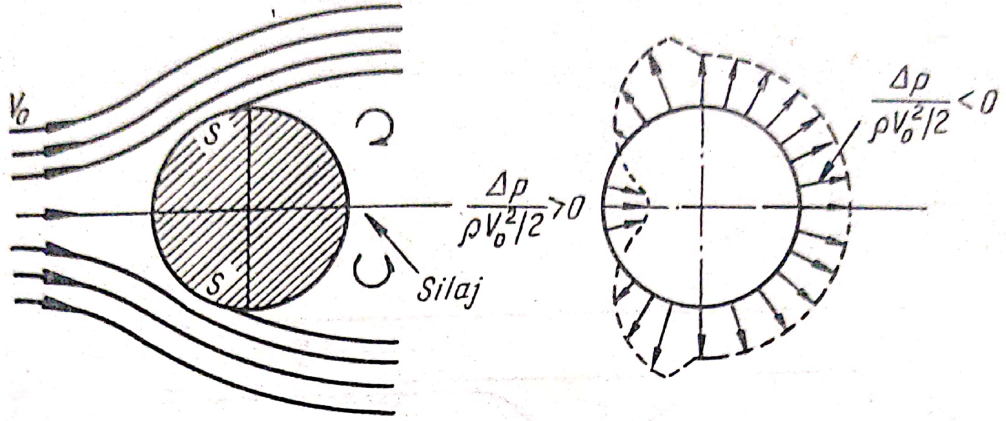


Fig. 41. Variaţia presiunii pe suprafaţa unui corp cilindric în mişcare rotaţională (fluid vîscos).

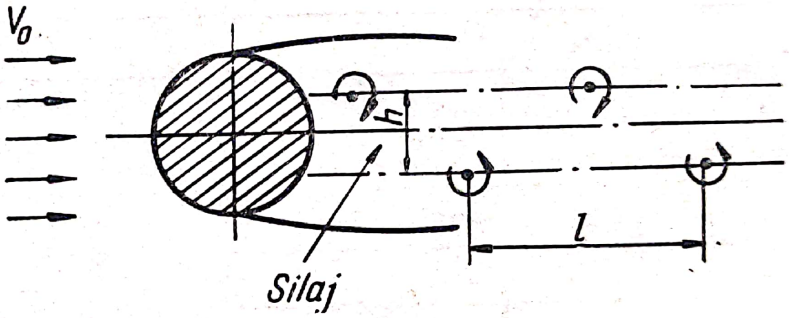


Fig. 42. Formarea vîrtejurilor B. Kármán.

Vîrtejurile care se formează în spatele cilindrului se deplasează cu o viteză mai mică decît curentul principal şi au răspîndire regulată (fig. 42). Ele poartă denumirea de vîrtejuri Kármán şi în forma stabilă $\frac{h}{l} = 0{,}281$.

Kármán a dat şi formula de calcul a forţei de antrenare pe unitatea de lungime a cilindrului

$$F_a = \rho V_0^2 h[2{,}83\ U_t/V_0 - 1{,}12\ (U_t/V_0)^2] \qquad (112)$$

în care: h este distanţa dintre vîrtejuri şi U_t viteza de deplasare a vîrtejurilor; ambele se determină experimental.

Pentru corpuri cu forma oarecare calcularea forţei de antrenare devine dificilă. În evaluarea acesteia trebuie să se ţină seama atît

de forţa de antrenare care reprezintă însumarea rezistenţelor vîscoase cît şi de forţa de antrenare care rezultă din variaţia presiunilor pe suprafaţa corpului solid.

La corpuri cu forma aerodinamică punctul de separaţie se produce la capătul final al corpului solid, regiunea de vîrtejuri (silaj) este îngustă şi forţa de antrenare se poate calcula numai ca rezultantă a rezistenţelor vîscoase, cu ajutorul teoriei stratului limită.

La corpuri cu forme geometrice neaerodinamice, separarea curgerii se produce destul de avansat, zona de vîrtejuri (silaj) fiind destul de largă. Forţa de antrenare se calculează în acest caz ca sumă a celor

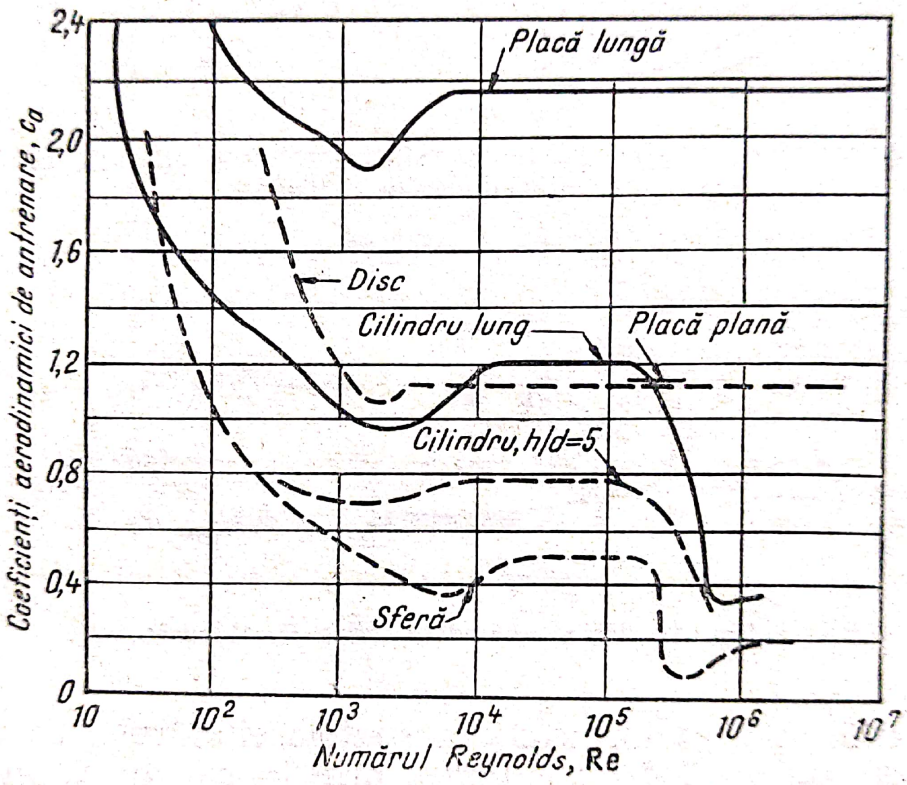


Fig. 43. Coeficienţii aerodinamici de antrenare în funcţie de numărul Reynolds [226].

două forţe menţionate anterior; calculul teoretic devine în acest caz dificil. În mod curent determinarea forţei de antrenare, respectiv determinarea experimentală a coeficientului de antrenare c_a se face pe cale experimentală

$$F_a = c_a \frac{\rho V^2}{2} A \qquad (113)$$

unde A reprezintă suprafaţa expusă a corpului solid, normal pe direcţia mişcării.

În fig. 43 sînt daţi coeficienţii de antrenare c_a pentru corpuri bi şi tridimensionale la diferite numere Reynolds [226].

Scanned with OKEN Scanner

Forţa de antrenare datorită rezistenţelor vîscoase este mai mare pentru zona turbulentă a stratului limită decît pentru zona laminară. Totuşi, în cazul unor corpuri de tip cilindru sau sferă, forţa totală de antrenare poate fi redusă prin micşorarea zonei de curgere

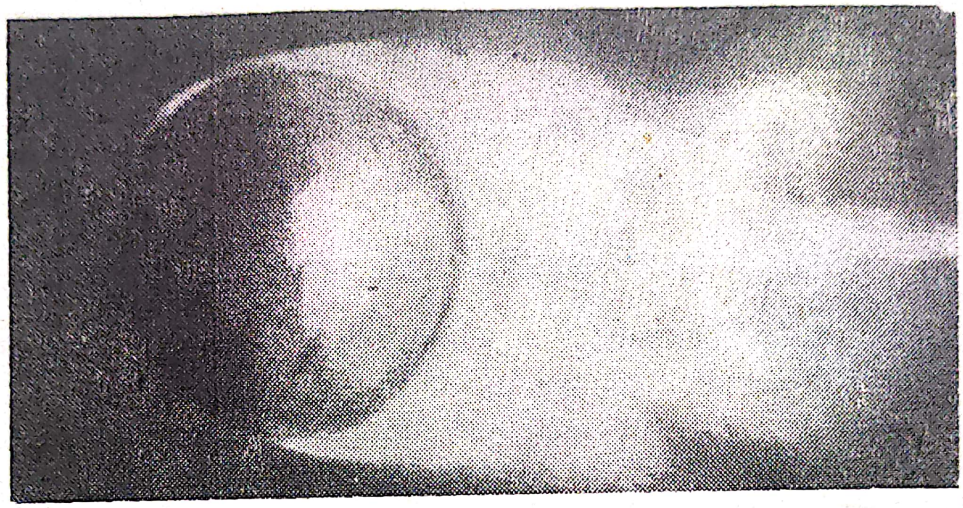


Fig. 44. Mişcarea fluidului peste un corp sferic simplu [137].

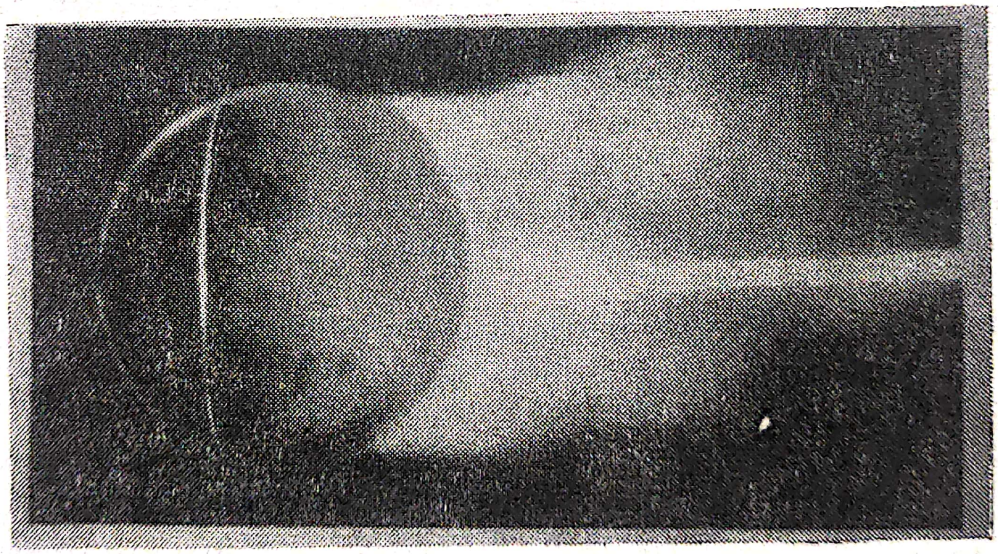


Fig. 45. Mişcarea fluidului peste un corp sferic cu inel [137].

turbulentă. Aceasta se datorează reducerii valorii forţei de antrenare rezultată din modificarea distribuţiei presiunilor, ca urmare a deplasării punctului de separare.

În fig. 44 şi 45 se arată comparativ, după C. Wieselbe ger, efectul deplasării punctului de separare ca urmare a introducerii unui inel de sîrmă pe suprafaţa corpului sferic.

Formarea alternativă a vîrtejurilor la corpurile de tip cilindric produce forţe transversale care cauzează oscilaţia acestora.

Scanned with OKEN Scanner

În cazul în care frecvența de răspîndire a vîrtejurilor corespunde cu frecvența proprie a corpului cilindric se produce fenomenul de rezonanță. Această problemă, care interesează proiectarea construcțiilor înalte de tipul coșurilor de fum, turnurilor de televiziune etc., se dezvoltă în paragraful 2.3.

2.2. PROPRIETĂȚILE ȘI STRUCTURA VÎNTULUI

2.2.1. ÎNREGISTRĂRI ALE VITEZEI VÎNTULUI

Vîntul este o componentă a circulației generale a atmosferei. În esență este o deplasare de mase mari de aer, deplasare ce se produce sub efectul diferențelor de presiune barometrică care există între două regiuni ale suprafeței terestre. Aceste diferențe se datoresc la rîndul lor faptului că radiațiile solare nu încălzesc uniform scoarța terestră. Sub efectul unor diferențe de presiune masele de aer intră în mișcare și viteza cu care se deplasează depinde de gradientul de presiune. Mărimea și direcția acțiunii vîntului este obținută de serviciile meteorologice din studiul curbelor izobare (curbe de egală presiune atmosferică).

Vîntul posedă energie cinetică în virtutea vitezei și masei aerului în mișcare. Un obstacol plasat în calea curgerii curentului de aer transformă energia cinetică de mișcare în energie potențială de presiune [226].

Intensitatea presiunilor în fiecare punct al obstacolului depinde de forma obstacolului, unghiul de incidență al vîntului, viteza și densitatea aerului precum și rigiditatea laterală a structurii. Forța totală, care rezultă din sumarea algebrică a presiunilor pe fețele obstacolului, depinde evident și de dimensiunile obiectului studiat.

Dacă în deplasarea sa aerul nu întîlnește obstacole, mișcarea este laminară. În realitate, pe cîteva zeci sau chiar sute de metri de la suprafața solului, datorită frecării de relieful neregulat al pămîntului, mișcarea este frînată, viteza curentului de aer se reduce în raport cu cea a mișcării libere și energia corespunzătoare se dirijează în mișcări turbionare care se suprapun peste mișcarea de fond a aerului. Astfel deplasarea aerului nu este laminară ci turbulentă.

Turbulența vitezei vîntului are un caracter spațial. Fluctuațiile vitezei pot fi descompuse în trei direcții ortogonale : longitudinală, transversală și verticală. Cele hotărîtoare se produc pe direcția longitudinală care coincide cu direcția deplasării generale a curentului de aer.

Scanned with OKEN Scanner

Proprietățile acestor fluctuații (amplitudine, frecvență etc.) depind în principal de intensitatea acțiunii de frînare la bază.

În fig. 46 se compară calitativ aspectul variației în timp a vitezei vîntului pentru terenuri cu rugozități diferite, dar la aceeași altitudine deasupra nivelului solului.

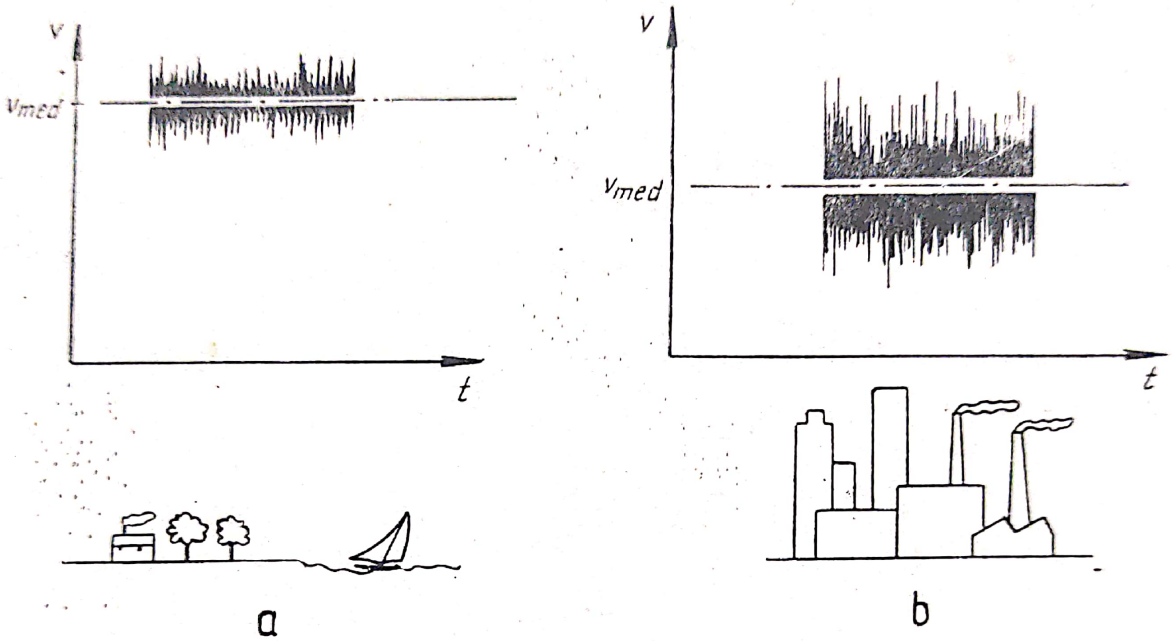


Fig. 46. Variația vitezelor vîntului în timp pentru terenuri cu rugozități diferite la aceeași înălțime deasupra nivelului solului.

În cazul *a*, variația vitezelor înregistrate este relativ uniformă, în cazul *b* variația vitezelor este violentă dar viteza medie a vîntului este inferioară celei din cazul *a*. De asemenea, în prima situație, rafalele au amplitudini mici, frecvențe mari și lungimi de undă mari, iar în cea de a doua, frecvențe și lungimi de undă mici și amplitudini mari.

Figura 47 prezintă înregistrări ale vitezei vîntului la trei înălțimi diferite ale unei antene. Se observă creșterea vitezelor medii cu înălțimea deasupra terenului, fluctuațiile vitezelor instantanee în jurul valorilor medii și micșorarea turbulenței cu altitudinea [59].

Analizînd diagrama variației în timp a componentei longitudinale a vitezei vîntului într-un punct se observă că aceasta poate fi descompusă în doi termeni : unul constant, care reprezintă efectul mediu și este un termen static, ușor de determinat, iar altul variabil, care corespunde fluctuațiilor în jurul valorii medii, respectiv rafalelor. Acesta din urmă nu poate fi definit analitic decît recurgînd la teoria statistică a funcțiilor aleatoare, întrucît alura dezordonată a fluctua-

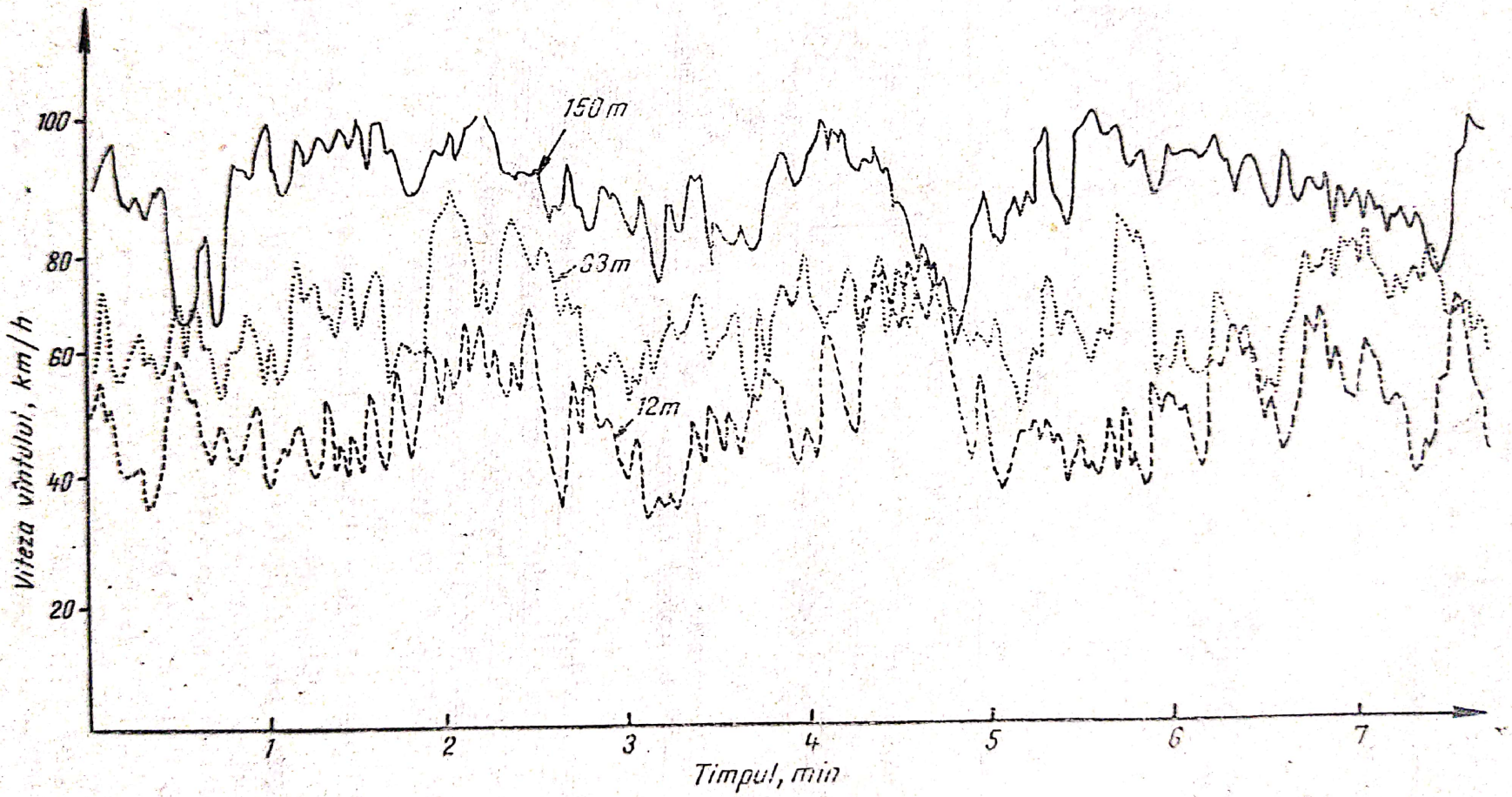


Fig. 47. Înregistrări ale vitezei vîntului la trei înălțimi diferite pe o antenă de 150 m înălțime [59].

ţiilor nu poate fi prinsă într-o lege analitică $v(t)$, care să dea viteza instantanee într-un punct în fiecare moment t. În schimb, se poate defini o funcţie de frecvenţă a variabilei v, $f(v)$, şi prin urmare oricărei viteze instantanee v i se poate asocia o anumită probabilitate de a apărea valori mai mici (sau mai mari) decît v (fig. 48).

Ţinînd seama de cele arătate, măsurarea vitezei vîntului poate fi împărţită în două probleme diferite : prima constă în măsurarea componentelor de joasă frecvenţă care corespund vitezelor medii ; a doua

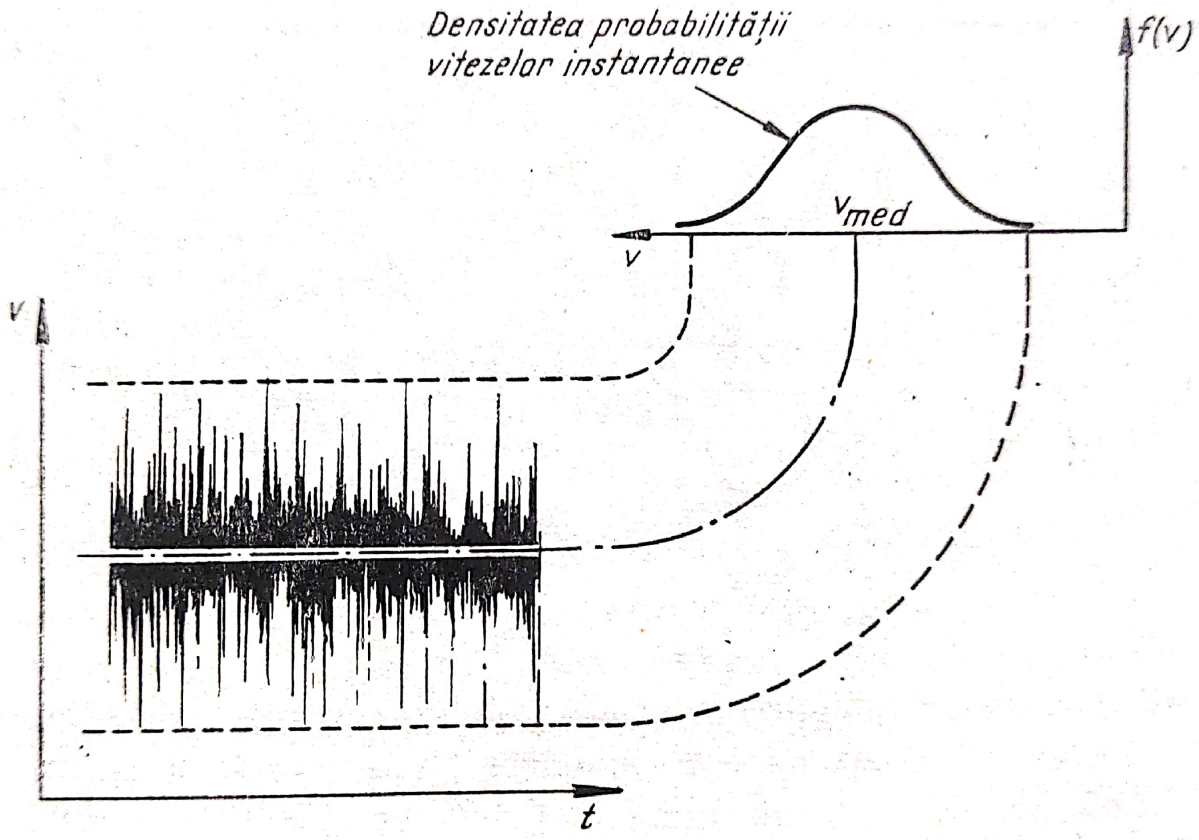


Fig. 48. Diagrama înregistrată a vitezei vîntului [140].

se referă la componentele de înaltă frecvenţă datorite turbulenţei, care corespund vitezelor rafalelor [28].

Practic, viteza se înregistrează cu anemometrele staţiilor meteorologice, de obicei în afara oraşelor, în zone deschise, libere de orice obstacole, pe aeroporturi, dar şi în oraşe, pe clădiri înalte, turnuri etc. Anemometrele pot fi clasificate după intervalul de frecvenţă în care pot înregistra variaţia în timp a vitezelor astfel : pînă la 0,1 cicl./s anemometre de joasă frecvenţă (tub Pitot), pînă la 20 cicl./s anemometre de frecvenţă medie (cu membrană sau cu sursă vibratoare), pînă la 1 000 cicl./s anemometre de înaltă frecvenţă [28].

Scanned with OKEN Scanner

Variația intensității vitezelor măsurate fiind neregulată în timp, intervalul de timp care se alege pentru mediere influențează valorile obținute. De exemplu, în lucrarea [74] se arată pentru o înregistrare făcută pe aeroportul Le Bourget (fig. 49) că dacă se mediază viteza pe 17 h rezultatul este 10,3 m/s, dacă medierea se face pe 30 min se obține 20 m/s și în fine, dacă se face pe cîteva secunde, pentru a pune în evidență rafalele, rezultatul este 26 m/s.

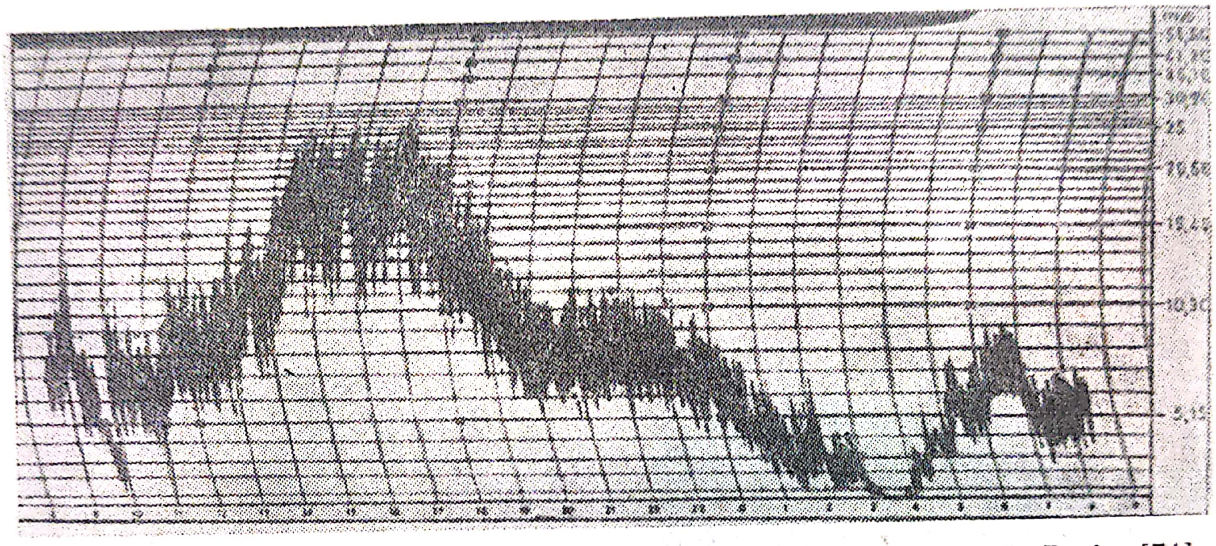


Fig. 49. Înregistrare a vitezei vîntului pe aeroportul Le Bourget—Paris [74].

O bază științifică pentru alegerea corectă a intervalului de mediere este furnizată de analiza spectrului energetic al vitezelor vîntului [56].

Dacă sînt efectuate un număr suficient de măsurători meteorologice ale vitezei vîntului, pe o perioadă de timp îndelungată, se poate obține un spectru al vitezei vîntului, pentru frecvențe cuprinse între 1 ciclu/secundă și 1 ciclu/lună. Deși spectrul se construiește pentru un amplasament particular și la o anumită înălțime deasupra terenului, proprietățile sale rămîn neschimbate în general, indiferent de rugozitatea terenului și înălțimea deasupra pămîntului, la care se referă [56, 55].

Pentru obținerea spectrului este necesară convertirea semnalului presiunii vitezei vîntului pe anemometre într-un semnal electric pe baza unei anumite analogii; apoi semnalul electric este introdus în filtre electrice avînd diferite caracteristici de frecvență, iar energia la ieșirea din fiecare filtru este măsurată cu un wattmetru.

Grafic, reprezentarea spectrului se face luînd în abscisă, pe scară logaritmică, frecvențele vitezelor, iar în ordonată energia măsurată

Scanned with OKEN Scanner

de wattmetru, la anumită scară. Se obține de fapt astfel compoziția în unde de diferite frecvențe și energii (amplitudini) a circulației generale a atmosferei.

Principalele proprietăți ale spectrelor indicate după Davenport [55], în fig. 50 sînt următoarele:

— un vîrf energetic la o perioadă de aproximativ 4 zile (fluctuații sinoptice);

— un vîrf energetic la o perioadă de aproximativ 1 min (fluctuații bruște, rafale);

— o depresiune pronunțată în jurul unei perioade de aproximativ o jumătate de oră.

Explicația amănunțită pentru aceste proeminențe a fost dată de Kolesnicova și Monin [127]. Depresiunea centrală în jurul unei perioade de jumătate de oră implică faptul că energia disipată de vînt este scăzută și în consecință pentru perioade de timp practic între 5 min și cîteva ore viteza vîntului are variații mici. Vîrful în jurul unei perioade de 1 min se datorește energiei disipate de rafale, datorită turbulenței create de rugozitatea terenului natural. Vîrful pentru o perioadă de 4 zile corespunde unor fluctuații climatice ample, a căror periodicitate se pare că ar fi de acest ordin de mărime.

Spectrul formulat pentru prima dată de Van der Hoven [221] relevă faptul, important de reținut pentru proiectant, că vîntul conține două tipuri distincte de mișcări ale particulelor de aer, după modul de variație al vitezelor în timp, și anume: fluctuații macrometeorologice, sau climatice, și fluctuații micrometeorologice, rafale. Aceste fluctuații sînt separate de o zonă stabilă, staționară, care sugerează faptul că viteza vîntului poate fi descrisă de doi termeni: viteza medie și viteza rafalelor. Problema importantă care decurge de aici este intervalul de mediere care se alege pentru viteza vîntului.

Din analiza spectrelor rezultă că un interval de mediere corect ar fi între 5 și 30 min, eventual 10—20 min. Motivele acestei opțiuni [55] sînt:

— acest interval de mediere se află în zona centrală a depresiunii spectrului, care are un caracter staționar;

— o asemenea perioadă este suficientă pentru a putea reține vitezele din timpul unor furtuni puternice care uneori au o durată scurtă, de 5—15 min;

— frecvențele naturale ale structurilor se situează în jurul valorii 1 cicl./s; intervalul propus este în consecință suficient pentru a permite dezvoltarea integrală a răspunsului structural la acțiunea vîntului;

Scanned with OKEN Scanner

— în fine, intervalul recomandat „din noroc sau din raţiune" (Davenport) coincide în general cu măsurătorile meteorologice standard care se fac pe perioade de mediere de obicei de 1 min, 5 min, 10 min etc.

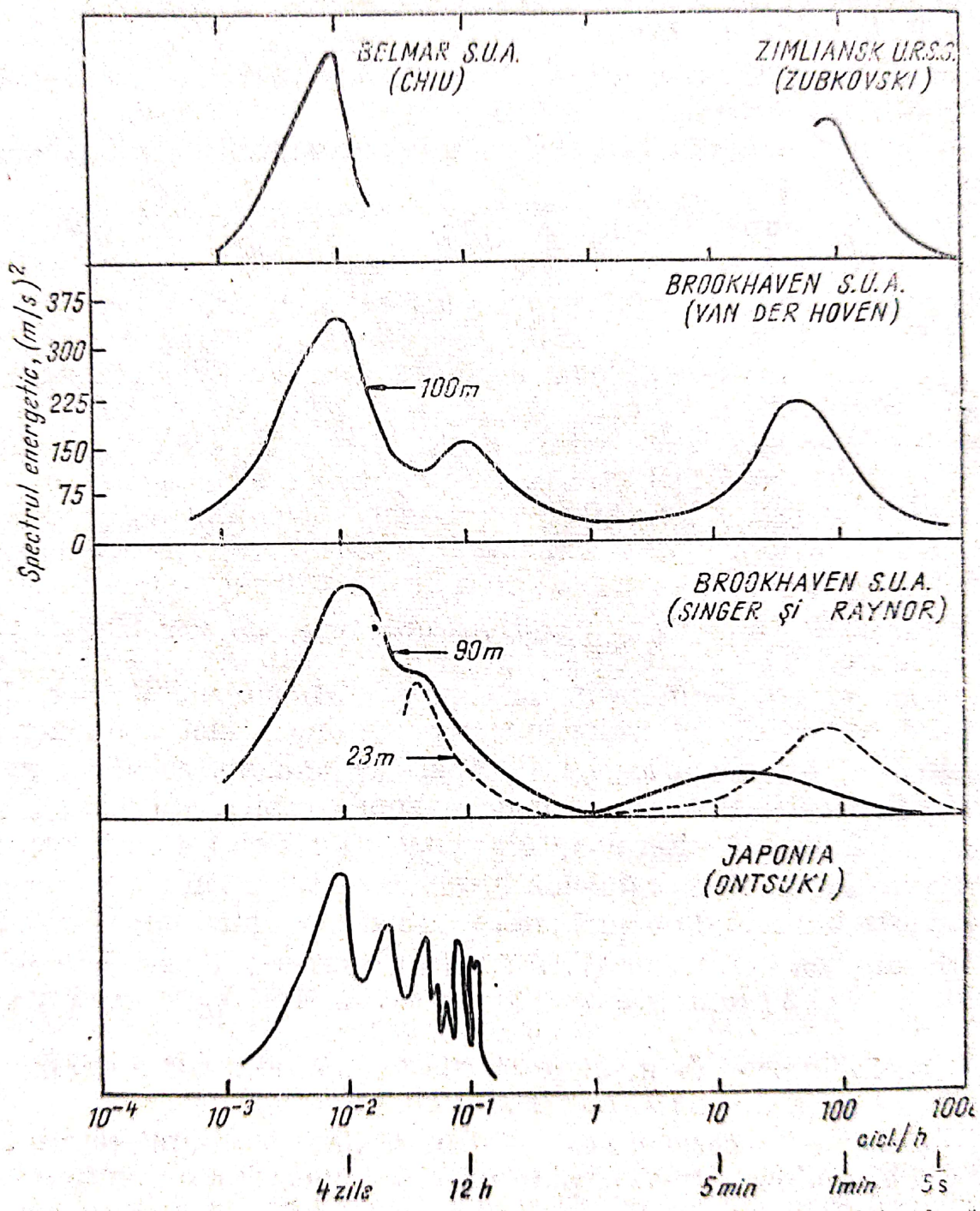


Fig. 50. Diagrame pentru spectrul energetic al vitezelor vîntului (după Davenport).

Variaţia vitezelor vîntului cu intervalul ales pentru medierea înregistrărilor este conţinută sintetic în fig. 51. Se observă că în dome-

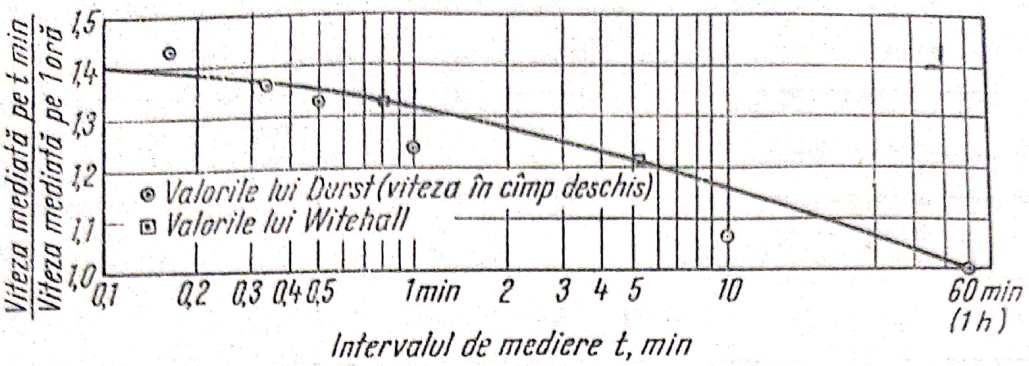


Fig. 51. Influența intervalului de mediere asupra mărimii vitezei [187].

niul 1 min — 1 h legea este aproape liniară, dacă pentru timp se folosește scara logaritmică, și :

$$V_{1\text{ min}}/V_{5\text{ min}} \approx 1{,}15\,;\quad V_{5\text{ min}}/V_{20\text{ min}} \approx 1{,}10\,;\quad V_{1\text{min}}/V_{1\text{h}} \approx 1{,}30. \quad (114)$$

2.2.3. PROFILUL VITEZEI PE ÎNĂLȚIME

S-a arătat în legătură cu fig. 46 și 47 că la nivelul terenului, datorită frecării și rugozității, intensitatea vitezei vîntului este redusă și mișcarea aerului turbulentă. În această zonă viteza instantanee a vîntului variază rapid în timp și de la punct la punct. Această variație aleatoare determină caracterul turbulent al curgerii. Cu cît înălțimea deasupra nivelului terenului se micșorează, are loc simultan o scădere a vitezei vîntului și o creștere a turbulenței sale ; valorile concrete depind de condițiile de teren, atît naturale cît și artificiale. Cu cît rugozitatea terenului este mai mare cu atît mai mare este scăderea vitezei și mai puternică manifestarea fenomenului de rafale sau de turbulență și cu atît mai extinsă este zona pe care acești doi factori acționează.

La o înălțime suficientă, numită înălțimea gradientului, H_G, viteza se stabilizează, curgerea aerului devine laminară și este caracterizată de o valoare limită a vitezei numită gradientul vîntului.

Gradientul vîntului, V_G, este deci viteza vîntului la înălțimea la care frecarea de pămînt a curentului de aer, transmisă prin viscozitatea vîrtejurilor, are un efect neglijabil asupra mărimii vitezei aerului.

Înălțimea la care se realizează V_G, înălțimea gradientului, H_G, depinde de rugozitatea terenului (tabelul 20).

Tabelul 20

Înălțimea gradientului H_G, în m

Tipul de expunere la vînt	După Davenport	După propunerea de standard pentru sarcini din vînt din S.U.A.
Locuri deschise, litoral, cîmpii	275	275
Orașe mici, suburbii, zone împădurite	400	335
Zonele centrale ale marilor orașe cu clădiri foarte înalte	525	400

Determinarea profilului variației vitezelor medii pe înălțime în funcție de gradientul V_G și rugozitatea terenului a fost propusă de Davenport prin următoarea ecuație (fig. 52)

$$V_H = V_G \left(\frac{H}{H_G}\right)^{\alpha}, \tag{115}$$

unde V_H este viteza vîntului la înălțimea H deasupra terenului, V_G gradientul vitezei, iar H_G înălțimea gradientului.

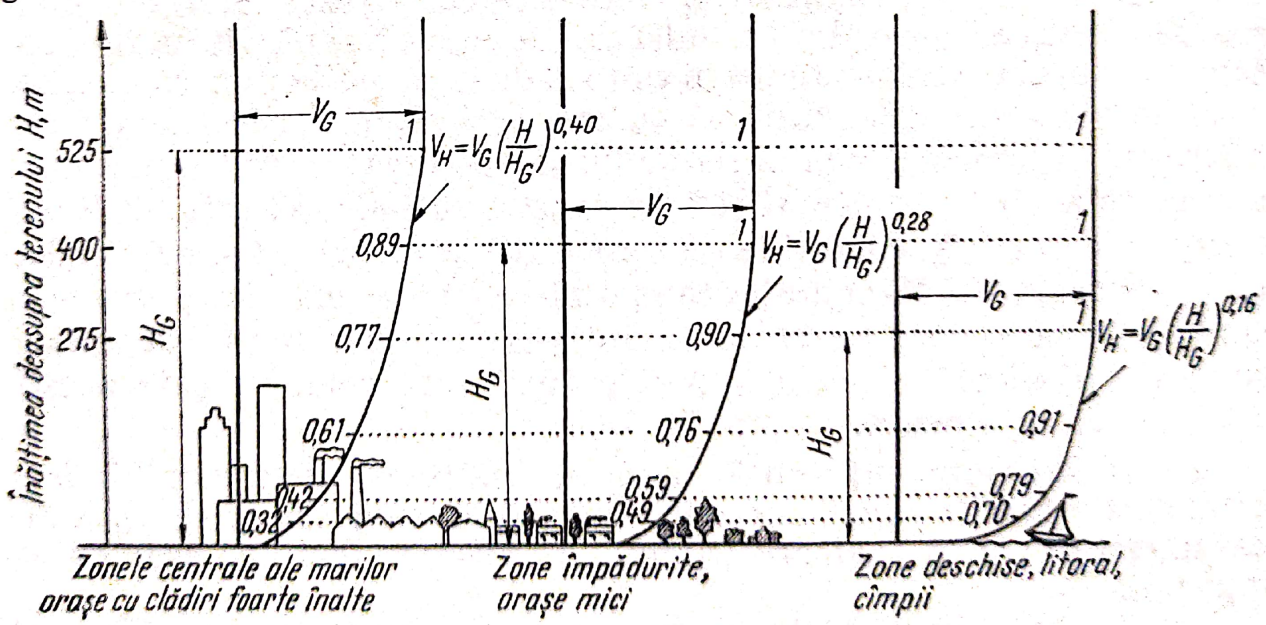


Fig. 52. Profilul vitezelor medii pe înălțime (după Davenport).

Pentru diferite terenuri exponentul α ia valorile din tabelul 21. Cu exponenții și înălțimea gradientului date, rezultă pentru un gradient al vitezei vîntului constant, viteze mai mici în centrul

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 21

Valorile exponentului α

Tipul de expunere la vînt	După Davenport	După propunerea de standard pentru sarcini din vînt din S.U.A.
Locuri deschise, plate, litoral, cîmpii	$0{,}16 \approx \frac{1}{6{,}2}$	$\frac{1}{7} \approx 0{,}14$
Orașe mici, zone împădurite, zone suburbane	$0{,}28 \approx \frac{1}{3{,}5}$	$\frac{1}{4{,}5} \approx 0{,}22$
Zonele centrale ale marilor orașe cu clădiri foarte înalte, terenuri deluroase, foarte frămîntate	$0{,}40 \approx \frac{1}{2{,}5}$	$\frac{1}{3} \approx 0{,}33$

orașelor decît în zonele deschise. (De exemplu, la 30 m înălțime în orașe cu clădiri foarte înalte viteza este de circa un sfert din mărimea vitezei în cîmp deschis la aceeași înălțime și pentru același vînt).

Este necesar a preciza aici că există două metode distincte de definire a variației vitezei medii a vîntului pe înălțime.

Prima, descrisă mai înainte, a fost formulată de Davenport și reprezintă un concept nou și original.

A doua este metoda clasică care, în locul parametrilor V_G și H_G, folosește noțiunea de viteză de bază (a vîntului), V_{10}. Profilul vitezelor medii respectă o creștere exponențială cu înălțimea deasupra terenului după legea :

$$V_H = V_{10}\left(\frac{H}{10}\right)^{\alpha_1} \tag{116}$$

unde V_H este viteza vîntului la înălțimea H deasupra terenului (H se măsoară în metri); V_{10} este viteza de bază care se definește ca viteza măsurată în cîmp deschis, la înălțimea de 10 m (înălțimea uzuală a anemometrelor).

Valorile propuse de diferiți autori : Thom, Shellard, Hellman etc. pentru exponentul α_1 sînt cuprinse între 1/7 și 1/5 (fig. 53). Pînă la înălțimea de 100 m diferențele date de relația luată cu exponenții 1/7 și 1/5 sînt sub 10%.

Formularea clasică este încă menținută astăzi de majoritatea standardelor de vînt, dar trebuie subliniat că valorile lui α_1 sînt determinate pentru locuri deschise (cîmpii, litoral etc.) și ar trebui corectate cînd rugozitatea terenului este alta (pentru orașe de exemplu).

Scanned with OKEN Scanner

Pentru terenuri deschise se poate constata că profilul vitezelor medii după ecuația clasică este în bună concordanță cu ecuația lui Davenport cu $\alpha = 0{,}14$.

Profilul vitezelor medii în orașe are o mare importanță pentru proiectarea la vînt a structurilor multietajate înalte. Din acest

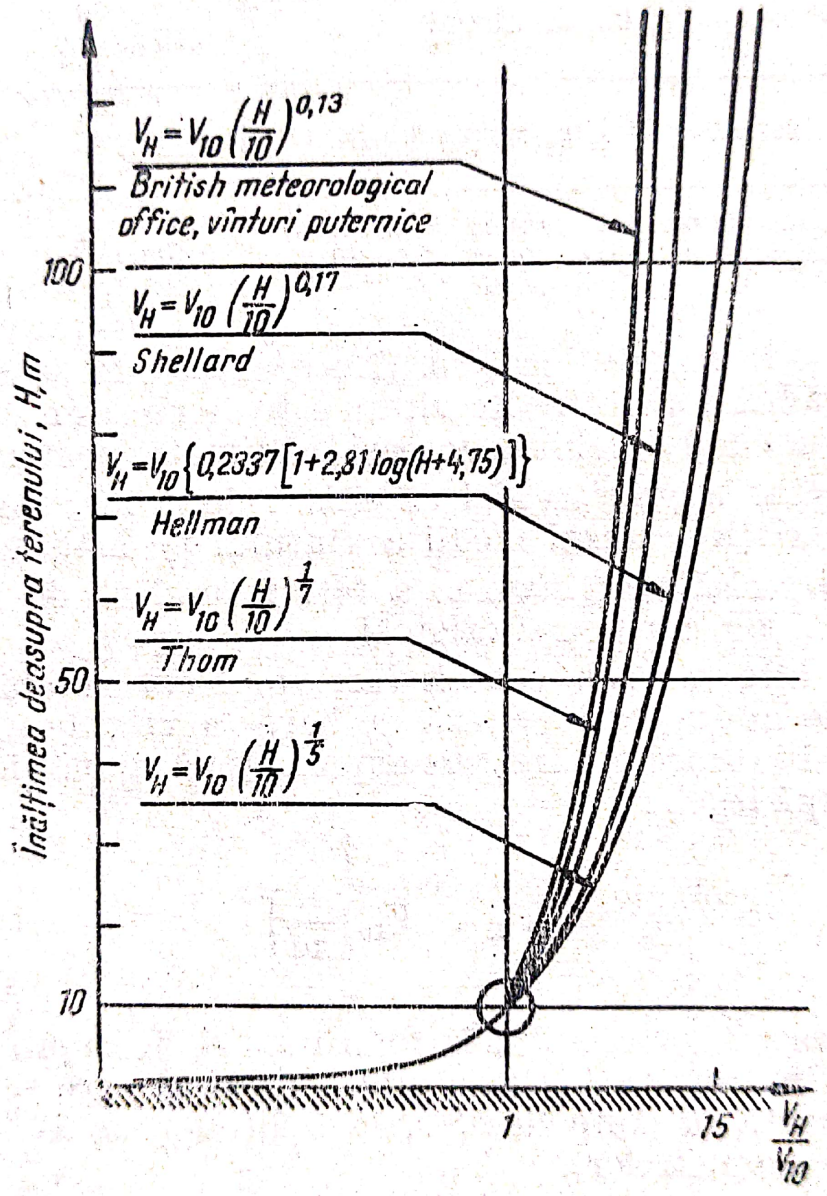


Fig. 53. Variația vitezei vîntului cu înălțimea deasupra terenului.

motiv, pentru a obține o bază cît mai obiectivă în alegerea valorii coeficientului α, s-au făcut numeroase măsurători după natură. O selecție semnificativă pentru exponenții α a fost efectuată de Davenport din observațiile efectuate în 10 orașe din lume (tabelul 22),

[55]. Se observă că cifrele sînt convergente către valorile din tabelul 21.

Tabelul 22

Valori pentru coeficientul α în oraşe, după Davenport

Nr. crt.	Oraşul	Autorul şi anul măsurătorii	Exponentul α	Limita superioară a investigaţiilor, m
1	Leningrad	Ariel şi Kliuchnicova, 1960	0,41	150
2	Kiev	Ariel şi Kliuchnicova, 1960	0,35	180
3	Paris	Eiffel, 1900	0,45	305
4	New York	Rathbun, 1940	0,39	380
5	Copenhaga	Jensen, 1958	0,38	74
6	Londra	Shellard, 1967	0,36	183
7	Londra	Davenport, 1964	0,36	42
8	Tokio	Shiotani şi Yamamoto	0,34	61
9	Tokio	Soma, 1964	0,33	250
10	Montreal	—	0,28	300

2.2.4. PROPRIETĂŢI CLIMATICE ALE VITEZEI VÎNTULUI. VALORI EXTREME

Dat fiind caracterul aleator al valorilor vitezei mediate, proprietăţile ei esenţiale pot fi exprimate numai pe baze statistice. Pentru a studia vitezele pot fi efectuate două analize statistice separate ale seriei aleatoare de valori ale vitezelor. Prima analiză se referă la totalitatea valorilor seriei, iar cea de a doua numai la valorile maxime.

a) Pentru prima situaţie s-a găsit că vitezele medii, obţinute din înregistrări efectuate pe perioade de zeci de ani şi convertite la acelaşi interval de mediere, respectă în general distribuţii Weibull, după Davenport [55] sau distribuţii Pearson tip III, după Streleţki [206].

Distribuția Weibull este denumită în literatura de specialitate și distribuția Fisher-Tipett tip III. Funcția de distribuție Weibull — pentru maxime — este definită de

$$F(v) = e^{-\left(\frac{v}{c}\right)^k}, \tag{117}$$

în care:

$F(v)$ este probabilitatea ca viteza vîntului să fie mai mică decît v, $F(v) = P(<v)$;

$c > 0$ — un parametru care determină scara vitezelor;

$k > 0$ — un parametru care determină forma curbei.

Parametrii c și k se estimează din rezolvarea sistemului de ecuații (118), rezolvare care se face de obicei pe cale grafică [91],

$$\begin{cases} c\Gamma(1 + 1/k) = \overline{v} \\ \dfrac{[\Gamma(1 + 2/k) - \Gamma^2(1-1/k)]^{1/2}}{\Gamma(1 + 1/k)} = V \end{cases} \tag{118}$$

în funcție de media $\overline{v}$, abaterea standard σ și coeficientul de variație V, al seriei aleatoare de viteze studiată $v_1, v_2, \ldots, v_i, \ldots, v_n$.

$$\overline{v} = \frac{\sum_{i=1}^{n} v_i}{n}; \qquad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (v_i - \overline{v})^2}{n}}; \qquad V = \frac{\sigma}{\overline{v}}. \tag{119}$$

Γ reprezintă funcția gamma care este întabelată și se definește

$$\Gamma(x) = \int_0^\infty t^{x-1} \cdot e^{-t}\, dt;$$

$$\Gamma(x) = (x - 1)\,\Gamma(x - 1) = (x - 1)(x - 2)\Gamma(x - 2) = \ldots$$

t fiind o variabilă de integrare.

Distribuția Weibull este o distribuție asimetrică; modul $\widetilde{v}$ al distribuției (valoarea cea mai probabilă, care corespunde punctului maxim al funcției de frecvențe $f(v) = dF(v)/dv$ se poate calcula cu [91]

$$\widetilde{v} = c(1 - 1/k)^{1/k} \tag{120}$$

și în funcție de valoarea lui k

$$\widetilde{v} \gtrless \overline{v} \text{ cînd } k \gtrless 3{,}259.$$

Scanned with OKEN Scanner

Distribuţia Pearson tip III a fost întrebuinţată de Streleţki încă din anul 1940 pentru vitezele vîntului în Moscova. Repartiţia Pearson este mai dificil de aplicat, mai cu seamă în ceea ce priveşte calculul cuantililor. Proprietăţile sale sînt redate succint în paragraful 3.4.

b) Din diagramele vitezei vîntului se pot selecţiona valorile maxime, zilnice, lunare şi anuale ale vitezelor medii (medii în sensul de mediate). Ţinînd seama de longevitatea construcţiilor pentru inginerul proiectant sînt semnificative maximele anuale (eventual lunare, pentru amplasamentele unde nu se dispune de înregistrări sistematice) [212, 213].

Analiza distribuţiei valorilor maxime anuale pentru viteza mediată a vîntului se face utilizînd teoria probabilităţilor pentru valori extreme (pentru maxime).

Fie $v_1, v_2, \ldots, v_n$ seria aleatoare de valori maxime anuale ale vitezei vîntului. Probabilitatea ca viteza să ia o valoare mai mică decît o viteză dată, v, se scrie

$$P\ (<v) = P(v) = F(v) \tag{121}$$

şi este evident funcţie de variabila aleatoare v. Funcţia $F(v)$ este funcţia de distribuţie (de repartiţie) a variabilei aleatoare v, numită uneori şi funcţie de probabilitate totală sau cumulată.

Probabilitatea ca viteza să ia o valoare în intervalul v, $v + \mathrm{d}v$ este

$$f(v) = \frac{\mathrm{d}F(v)}{\mathrm{d}v} \tag{122}$$

şi depinde evident de frecvenţa de apariţie a valorii v. Funcţia $f(v)$ este funcţia de frecvenţă a variabilei aleatoare v sau densitatea probabilităţii vitezei v (numită şi densitatea de repartiţie a vitezei v).

R este o noţiune specifică teoriei valorilor extreme; poartă numele de perioadă de regăsire a unei valori mai mari decît v şi este dată de numărul de ani care trec în medie între două valori ale variabilei viteză mai mari sau egale cu v.

Perioada de regăsire (exprimată în ani) pentru o viteză v este inversul probabilităţii ca valoarea v să fie depăşită cel puţin o dată într-un an

$$R = \frac{1}{1 - P(v)}\,. \tag{123}$$

Scanned with OKEN Scanner

Probabilitatea ca viteza maximă anuală să nu depăşească valoarea v într-un an se poate scrie, în funcţie de perioada de regăsire,

$$P(v) = 1 - \frac{1}{R}. \qquad (124)$$

Relaţia numerică între $P(v)$ şi R, conform ecuaţiilor (123) şi (124) este dată în tabelul 23.

Tabelul 23

$R\,(v)$, ani	1	2	5	10	20	50	100	1 000
$P(v)$	0	0,5	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,999

După Thom [214], Robertson şi Chen [187] dacă $P(v)$ este probabilitatea ca viteza maximă anuală a vîntului să fie mai mică decît v (sau egală), atunci $[1 - P(v)]$ reprezintă probabilitatea ca viteza maximă anuală să depăşească valoarea v, cel puţin o dată într-un an. Mai departe, $[P(v)]^N$ este probabilitatea ca viteza maximă anuală să fie mai mică decît v (sau egală), în N ani consecutivi (conform teoremei de multiplicare a probabilităţilor), iar $[1 - P(v)]^N$, evident

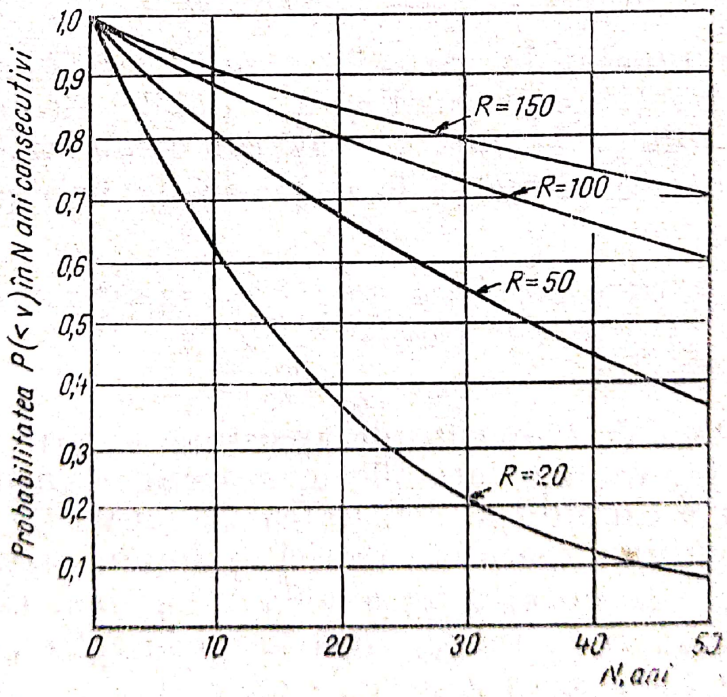


Fig. 54. Probabilitatea $P\,(< v)$ în N ani consecutivi în funcţie de perioada de regăsire R [187].

probabilitatea ca viteza maximă anuală să depăşească valoarea v, în N ani consecutivi, cel puţin o dată.

Dacă viteza maximă anuală v, reţinută pentru proiectare, are o perioadă de regăsire de R ani, probabilitatea ca această valoare să

nu fie depășită într-un număr de N ani consecutivi este:

$$[P(v)]^N = \left[1 - \frac{1}{R}\right]^N \qquad (125)$$

și este reprezentată grafic în fig. 54 și 55 după Robertson și Chen [187]. Durata R este în ultimă instanță o măsură a gradului de siguranță acceptat pentru structură. Practic, pentru construcțiile curente, se consideră corecte valori ale perioadei de regăsire de 20 pînă la 50 ani.

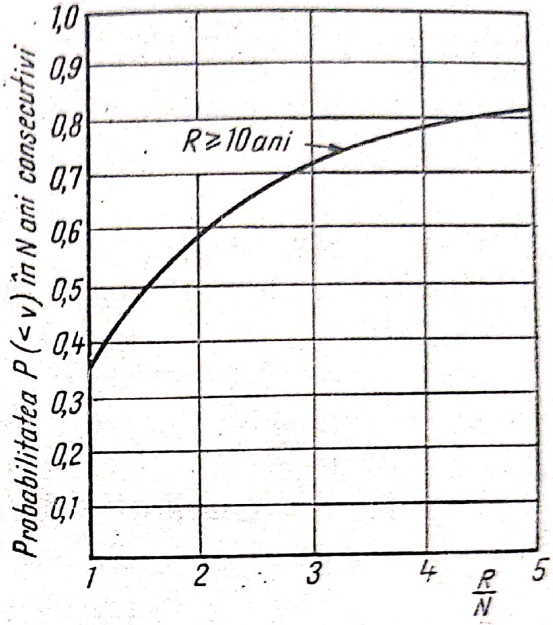


Fig. 55. Probabilitatea $P(<v)$ în N ani consecutivi în funcție de R/N [187].

c) Dintre distribuțiile curent utilizate pentru caracterizarea statistică a valorilor extreme cele mai adecvate specificului distribuțiilor vitezelor maxime anuale ale vîntului s-au găsit primele două din cele trei tipuri de distribuții formulate de Fisher și Tippett în anul 1928, cunoscute și sub denumirea de distribuția Gumbel (Fisher-Tippett tip I) și distribuția Frèchet (Fisher-Tippett tip II).

— Distribuția Fisher-Tippett tip II (Frèchet) —pentru maxime — a fost propusă pentru vitezele maxime anuale ale vîntului de Court (1953), de Thom (1956) și reluată de Anapolskaia și Gandin în U.R.S.S. Funcția de distribuție este definită de ecuația

$$F(v) = e^{-\left(\frac{v}{\beta}\right)^{-\gamma}} \qquad (126)$$

în care: $F(v)$ este probabilitatea ca viteza maximă anuală să fie mai mică decît v, $Fv = P(<v)$;
$\beta > 0$ — un parametru care determină scara vitezelor;
$\gamma > 0$ — un parametru care definește forma curbei.

Parametrii β și γ se pot estima din rezolvarea sistemului de ecuații (127), rezolvare care se face de obicei pe cale grafică [91],

$$\begin{cases} \beta\,\Gamma(1 - 1/\gamma) = \overline{v} \\ \dfrac{\Gamma(1 - 2/\gamma)}{\Gamma^2(1 - 1/\gamma)} = 1 + V^2 \end{cases} \qquad (127)$$

în funcție de media $\overline{v}$, abaterea standard σ și coeficientul de variație V al seriei aleatoare de viteze maxime anuale studiată $v_1, v_2, \ldots, v_i, \ldots, v_n$ [v. relația (119)].

Distribuţia Frèchet este o distribuţie asimetrică şi

$$\text{media} = \bar{v} = \beta\Gamma(1 - 1/\gamma) > \text{modul} = \tilde{v} = \beta\left(\frac{\gamma}{\gamma + 1}\right)^{1/\gamma}.$$

Cuantilii distribuţiei Frèchet pot fi calculaţi cu relaţia [83]

$$v_p \approx \beta R^{1/\gamma} \tag{128}$$

unde v_p (cuantilul v_p) este viteza maximă anuală cu probabilitatea p de a se obţine valori mai mici decît v_p, iar R este perioada de regăsire a vitezei v_p care se alege în funcţie de $p = P(<v)$ din tabelul 23. De exemplu, pentru $p = 0{,}95$, $R = 20$ şi prin urmare

$$v_{0,95} = \beta(20)^{1/\gamma}.$$

Pentru Bucureşti, pe baza vitezelor maxime anuale măsurate de Institutul meteorologic între anii 1893—1968 care se caracterizează prin

$$\bar{v} = 13{,}74 \text{ m/s}; \quad \sigma = 8{,}1 \text{ m/s}; \quad V = \sigma/\bar{v} = 0{,}59,$$

parametrii β şi γ ai distribuţiei Frèchet rezultă [83]: $\gamma = 3{,}125$ şi $\beta = 10{,}40$ m/s.

Funcţia de distribuţie definită de ecuaţia (126) este prin urmare

$$F(v) = e^{-\left(\frac{v}{10{,}4}\right)^{-3{,}125}} \tag{129}$$

iar cuantilii 0,95 şi 0,98 sînt respectiv

$$v_{0,95} = 10{,}4\,(20)^{1/3{,}125} = 28{,}50 \text{ m/s}$$
$$v_{0,98} = 10{,}4\,(50)^{1/3{,}125} = 38{,}5 \text{ m/s}.$$

Modul repartiţiei (valoarea cea mai probabilă) este

$$\tilde{v} = \beta\left(\frac{\gamma}{\gamma + 1}\right)^{1/\gamma} = 10{,}4\left(\frac{3{,}125}{1 + 3{,}125}\right)^{1/3{,}125} = 9{,}61 \text{ m/s}.$$

— Distribuţia Fisher-Tippett tip I (Gumbel) — pentru maxime — este utilizată de Shellard în Anglia, Davenport în Canada, A. Negoiţă şi V. Iancău în România etc.

Funcţia de distribuţie a variabilei aleatoare v este

$$F(v) = e^{-e^{-\alpha(v-u)}} \tag{130}$$

în care: $F(v)$ este probabilitatea ca viteza maximă anuală să fie mai mică decît v, $F(v) = P(<v)$;

u — modul seriei aleatoare de viteze maxime anuale, adică valoarea cea mai probabilă a vitezei, respectiv valoarea care corespunde punctului maxim al curbei frecvenţelor $f(v) = \mathrm{d}F(v)/\mathrm{d}v$;

$1/\alpha$ — abaterea medie a seriei aleatoare de viteze maxime anuale;

u şi $1/\alpha$ se estimează din prelucrarea statistică a seriei de valori aleatoare $v_1, v_2, \ldots, v_i, \ldots, v_n$ astfel [91]

Scanned with OKEN Scanner

$$\begin{cases} u = \overline{v} - \dfrac{0{,}5772}{\alpha} \\ \alpha = \dfrac{1{,}2825}{\sigma} \end{cases} \tag{131}$$

unde v și σ sînt viteza medie și respectiv abaterea standard a seriei aleatoare de viteze $v_1, \ldots, v_i, \ldots, v_n$ [v. relația (119)].

Distribuția Gumbel este o distribuție asimetrică. Indicatorii oblicității au următoarele valori

coeficienții de oblicitate: $\dfrac{\overline{v} - u}{\sigma} = 0{,}4503$; $\sqrt{\beta_1} = 1{,}1396$;

coeficientul de exces: $\beta_2 = 5{,}40$.

Logaritmînd de două ori expresia (130) obținem

$$v = u - \frac{1}{\alpha}\{\ln\ [-\ln\ F(v)]\}$$

și ținînd seama că $F(v) = 1 - 1/R$, rezultă

$$v = u - \frac{1}{\alpha}\left\{\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{R}\right)\right]\right\}. \tag{132}$$

Pentru valori mari ale lui R (de exemplu $R \geqslant 10$ ani) expresia (132) poate fi aproximată [57, 59] de

$$v = u - \frac{1}{\alpha}\ln R \tag{133}$$

care dă mărimea vitezei maxime anuale probabile la fiecare R ani, în funcție de modul și abaterea medie a seriei statistice de valori ale vitezei.

Revenind la expresia (132) și reprezentînd-o grafic în sistemul de coordonate $x = v$ și $y = -\ln\ [-\ln\ (1 - 1/R)]$ se obține o dreaptă denumită dreapta Gumbel

$$x = u + \frac{y}{\alpha}. \tag{134}$$

Pentru $y = 0$, avem $x = u$ deci tăietura dreptei pe axa vitezelor (axa x) este tocmai modul. Se vede, de asemenea, că înclinarea dreptei

Scanned with OKEN Scanner

față de axa absciselor (tangenta trigonometrică a unghiului făcut de dreaptă cu axa orizontală) este $1/\alpha$, adică abaterea medie.

Cuantilii distribuției Gumbel pot fi calculați în funcție de perioada de regăsire R cu ajutorul formulei lui Coutagne [83]

$$v_p = u + \frac{\ln R}{\alpha} \tag{135}$$

unde mărimea lui R se determină din tabelul 23 în funcție de probabilitatea p cu care este definit cuantilul v_p. (De exemplu, pentru $p = 0{,}98$, $R = 50$ etc.). u și α sînt parametrii repartiției.

De asemenea, se precizează că evaluarea cuantililor în distribuția Gumbel se poate face și întrebuințînd o exprimare tip CEB—FIP. Astfel, valoarea caracteristică sau normată a vitezei maxime anuale v_p, definită cu probabilitatea p de a apărea valori mai mici decît ea, se scrie

$$v_p = \overline{v}\,(1 + kV) \tag{136}$$

V este coeficientul de variație al vitezelor definit în funcție de abaterea standard σ și viteza medie $\overline{v}$, $V = \sigma/\overline{v}$.

Mărimea coeficientului k depinde de valoarea lui p. De exemplu [83], pentru $p = 0{,}9$; $0{,}95$; $0{,}98$; $0{,}99$; $0{,}995$, coeficientul k ia valorile $k = 1{,}3$; $1{,}885$; $2{,}593$; $3{,}13$; $3{,}68$.

În țara noastră un aport științific important în caracterizarea proprietăților climatice ale vîntului au adus V. Iancău și A. Negoiță la Institutul politehnic Cluj.

Astfel, în lucrările [104] și [155] sînt date dreptele Gumbel pentru viteza vîntului pe baza observațiilor meteorologice asupra vitezelor maxime anuale în București (observații pe 65 ani) și Cluj.

Valorile maxime anuale care au stat la baza analizei statistice pentru București Filaret și Cluj se găsesc de asemenea în lucrările [104 și 155].

Pentru București Filaret dreapta Gumbel are expresia (fig. 56)

$$x = 9{,}94 + 6{,}91\ y \tag{137}$$

iar pentru Cluj

$$x = 14{,}54 + 2{,}98\ y.$$

Scanned with OKEN Scanner

Din cercetarea fig. 56 în lucrarea [104] se notează că încărcarea din vînt standardizată pentru București (70 kgf/m²) poate fi depășită o dată la 30 ani.

Se amintește că definirea încărcărilor caracteristice (normate) după Recomandările CEB—FIP se face prin cuantilul 0,95, adică prin valoarea cu probabilitatea 95% de a se obține valori mai mici decît acesta. Valorilor care corespund unei perioade de regăsire $R = 20$ ani li se aplică un coeficient de supraîncărcare de 1,5 [45].

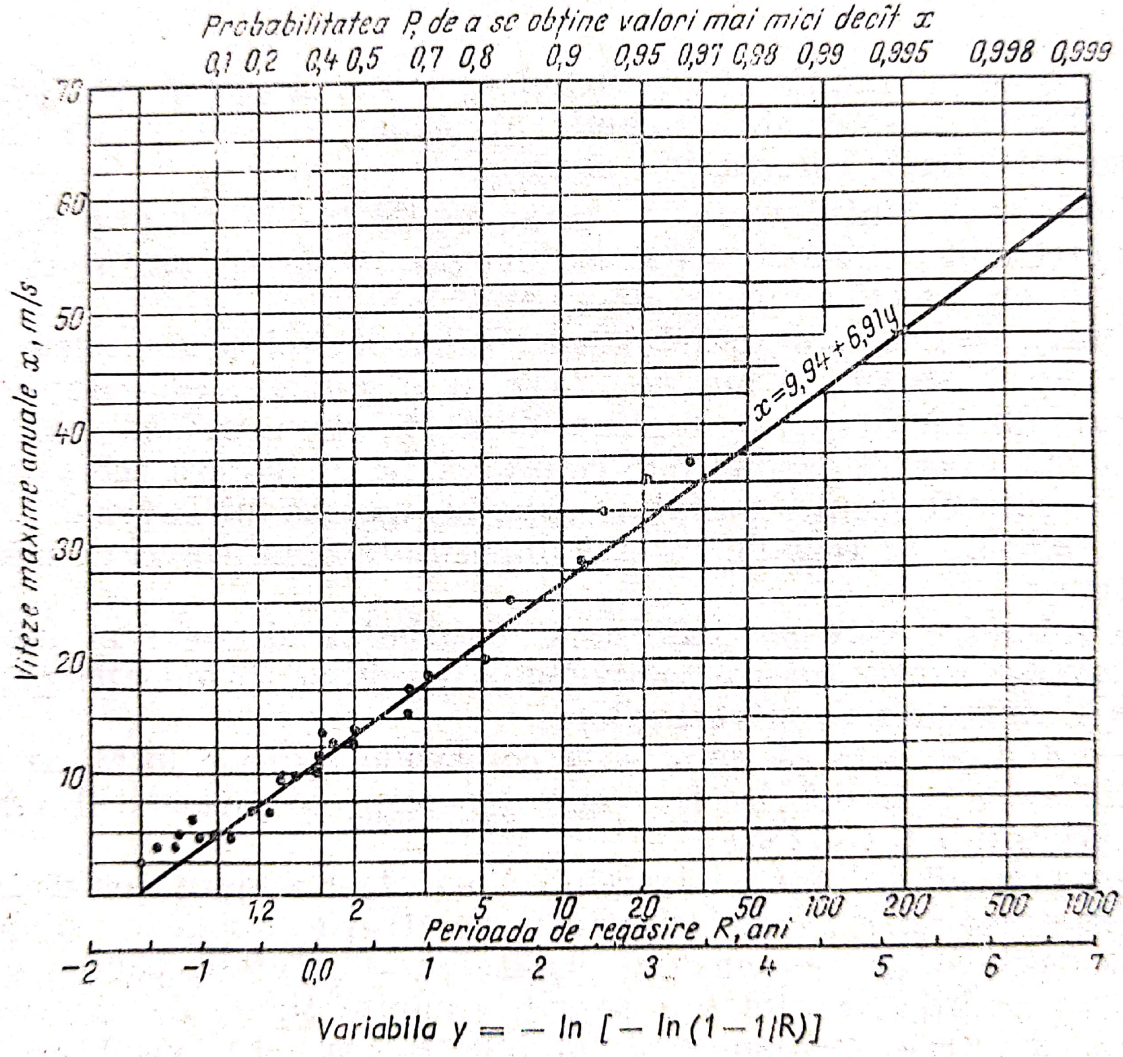


Fig. 56. Dreapta Gumbel pentru viteza maximă a vîntului la București-Filaret [155].

Față de această situație normele românești, cu $R \approx 30$ ani (pentru București) și $n = 1{,}2$ sînt apropiate. Totuși, o concluzie completă ar trebui să ia în considerație și intervalul de mediere al vitezelor (viteze mediate sau viteze instantanee) și, se înțelege, întregul teritoriu al țării.

Scanned with OKEN Scanner

Din acest motiv, pentru construcţii importante, unde încărcarea din vînt este o acţiune fundamentală, este bine să se efectueze, dacă există date meteorologice suficiente pentru amplasamentul respectiv, analize statistice ale variaţiei aleatoare a vitezei vîntului care să permită proiectantului un control riguros asupra siguranţei structurii proiectate.

2.2.5. TURBULENŢA VÎNTULUI

Cunoaşterea proprietăţilor turbulenţei este necesară atît pentru determinarea răspunsului dinamic al structurilor la rafale cît şi pentru modelarea corectă în tunel.

Turbulenţa vîntului are un caracter aleator în timp şi spaţiu. Din acest motiv analiza sa poate fi făcută numai pe baze statistice, utilizînd reprezentări spectrale.

Pentru definirea statistică a variaţiilor vitezei se fac unele ipoteze simplificatoare, şi anume [28]: a) turbulenţa este staţionară în cursul unui interval de timp considerat, b) nu variază cu înălţimea pentru un interval de înălţime considerat şi c) ipoteza echivalenţei între variaţia în timp şi variaţia în spaţiu (ipoteza lui Taylor).

În legătură cu turbulenţa sînt importante două tipuri de măsuri statistice:

— o funcţie care să definească distribuţia vitezelor în funcţie de frecvenţă pentru fiecare componentă (spectrele turbulenţei pentru vitezele longitudinale şi verticale);

— o funcţie care să definească corelaţiile spaţiale între componentele vitezei, la diferite frecvenţe (spectrul transversal al vitezei sau spectrul de corelaţie).

Din punctul de vedere al sarcinii din vînt pe majoritatea structurilor spectrul cel mai important este spectrul componentei longitudinale (turbulenţa componentei longitudinale). Totuşi, pentru unele structuri înalte şi zvelte sau pentru anumite tipuri de tabliere la poduri, spectrele componentei laterale şi respectiv verticale sînt esenţiale.

Distribuţia vitezelor rafalelor în jurul valorii vitezei medii nu dă informaţii cu privire la aspectul în timp al rafalelor. Acest lucru se poate obţine recurgînd la conceptele analizei armonice a funcţiilor, respectiv descompunînd funcţia aleatoare a vitezelor $v(t)$ în serie Fourier [140],

$$v(t) = a_1 \cos w_1 t + a_2 \cos w_2 t + \ldots + a_r \cos w_n t. \qquad (138)$$

Scanned with OKEN Scanner

Spectrul fluctuaţiilor vitezelor vîntului se poate trasa indicînd în abscisă frecvenţele rafalelor f_n $\left(f_n = \frac{w_n}{2\pi}\right)$, iar în ordonată valorile medii în timp ale coeficienţilor a_n din termenii Fourier (adică amplitudinile rafalelor de frecvenţă f_n).

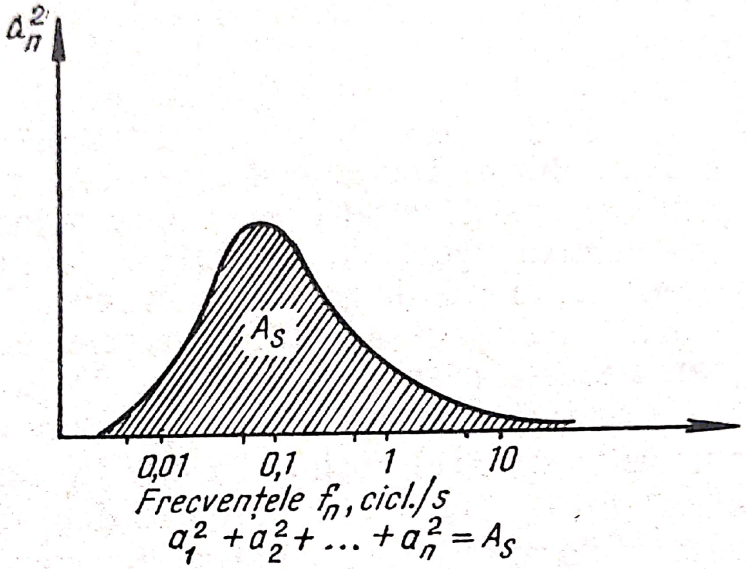


Fig. 57. Spectrul fluctuaţiilor vitezei vîntului [140].

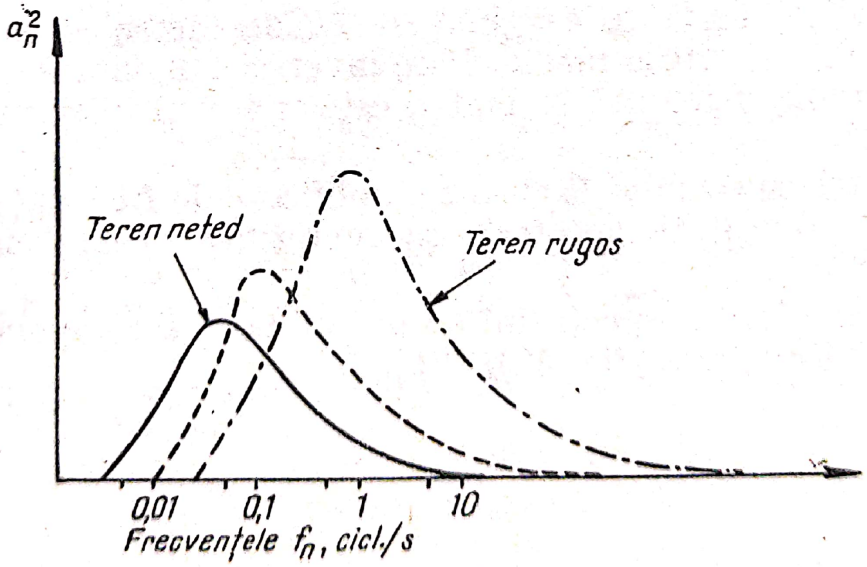


Fig. 58. Variaţia spectrului fluctuaţiilor cu rugozitatea terenului de bază [140].

Dacă în ordonată se trec pătratele amplitudinilor, a_n^2, pentru rafalele de frecvenţă f_n, atunci aria spectrului (fig. 57) pentru vitezele fluctuaţiilor are o semnificaţie energetică, reprezentînd energia cine-

tică disipată de vînt ($E_{cin} = 1/2 \int v^2 \, dm$, v fiind viteza vîntului iar dm elementul de masă). Spectrul astfel obținut este denumit spectru de putere sau spectru energetic.

Cînd rugozitatea terenului crește, spectrul se modifică alunecînd spre frecvențe mai mari, iar aria sa se mărește, adică energia disipată de rafale crește (fig. 58).

Spectrul componentei longitudinale a vitezelor orizontale (spectrul rafalelor orizontale), pentru un domeniu larg de frecvențe, a fost propus în anul 1961 de Davenport [61], din analiza înregistrărilor a 90 spectre obținute la diferite înălțimi și pentru diferite rugozități, în diferite regiuni din lume. Davenport reprezintă variația vitezei într-un punct prin variația densității spectrale a vitezelor în funcție de frecvență. (Densitatea spectrală de putere definește modul de distribuție al puterii în funcție de frecvență și reprezintă puterea pe unitatea de lățime a benzii de frecvență. Se obține prin limita raportului între valoarea medie pătratică a vitezei într-o bandă rectangulară și lățimea benzii, cînd aceasta tinde spre zero).

Pentru a reprezenta spectrul obținut în diferite condiții de rugozitate cu o singură curbă, Davenport împarte densitatea spectrală, $S(f)$, prin coeficientul de rugozitate K și prin pătratul vitezei de bază, V_{10}^2, iar în abscisă, pe scară longitudinală, nu reprezintă frecvențele ci numerele de undă sau lungimea de undă.

Numărul de undă se exprimă în cicluri/metru și este raportul între frecvență și viteza medie. Este inversul lungimii de undă. Lungimea de undă, măsurată în metri, este raportul între viteza medie și frecvență.

Ordonatele spectrului $S(f)$ sînt amplificate de frecvențele f pentru ca integrala densității spectrale să reprezinte tocmai energia disipată de vînt.

Forma empirică a spectrului de putere pentru componenta longitudinală a vitezei este (fig. 59), [61],

$$\frac{f \cdot S(f)}{K \cdot V_{10}^2} = \frac{4x^2}{(1 + x^2)^{4/3}} \qquad (139)$$

în care: $S(f)$ este densitatea spectrală de putere la frecvența f și înălțimea z;

f — frecvența rafalelor longitudinale, în Hz;

V_{10} — viteza medie a vîntului, măsurată la 10 m (viteza de bază), în m/s;

Scanned with OKEN Scanner

K — coeficientul de antrenare la suprafaţă corespunzător vitezei la 10 m (constanta lui Kármán), $K = 0{,}3 \ldots 0{,}4$;

x — o frecvenţă adimensională, $x = fL/V_{10}$ unde f/V_{10} are dimensiunea cicluri/metru iar L este factorul de scală luat $L = 1\,200$ m.

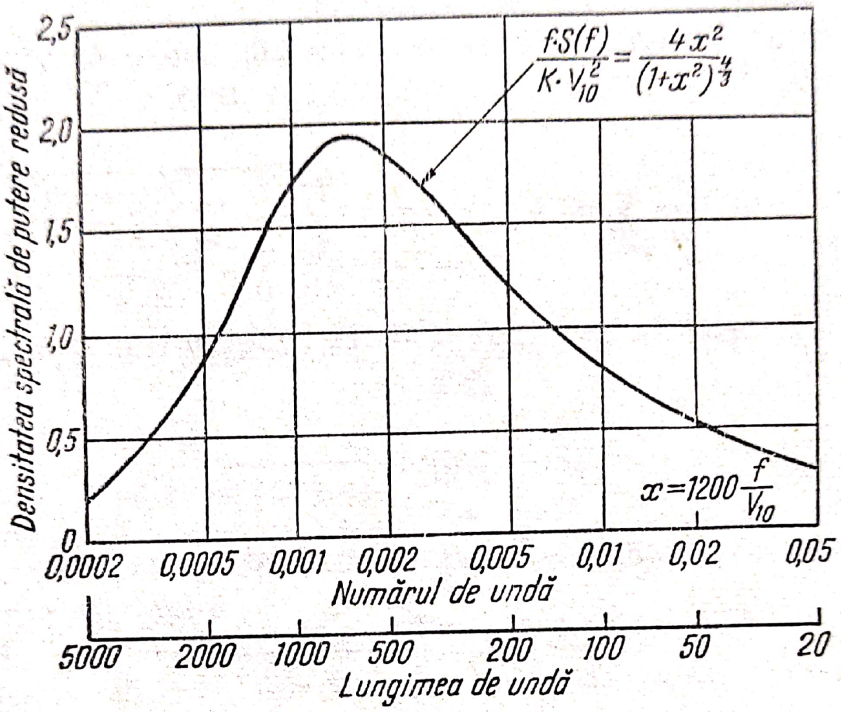


Fig. 59. Spectrul componentei longitudinale a vitezelor orizontale (după Davenport).

Spectrul dat de ecuaţia (139) are următoarele proprietăţi:

— vîrful spectrului are loc pentru lungimi de undă în jur de 600 m;

— pentru valori ale lungimii de undă sub 500 m spectrul propus urmează legea lui Kolmogorov,

$$S(f) \approx \left(\frac{f}{V_{10}}\right)^{-5/3}; \qquad (140)$$

— spectrul este proporţional cu cantitatea KV_{10}^2 adică cu frecarea dintre aer şi pămînt, respectiv cu rugozitatea terenului;

— energia disipată de vînt se realizează practic pentru lungimi de undă sub 3 000 m.

Scanned with OKEN Scanner

Numărul de undă este utilizat în reprezentarea spectrului pentru ca aspectul spațial al turbulenței să fie invariant față de schimbarea vitezei medii.

Intensitatea turbulenței se definește prin coeficientul de variație al vitezelor instantanee

$$I = \sigma/\overline{v} \tag{141}$$

în care σ este abaterea standard a seriei aleatoare de viteze instantanee ale vîntului v_i, în raport cu viteza medie $\overline{v}$

$$\overline{v} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} v_i\,; \qquad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(v_i - \overline{v})^2}.$$

Altă formă pentru spectrul vitezei longitudinale a fost propusă de Harris [55],

$$\frac{f\,S\,(f)}{KV_{10}^2} = \text{const.}\,\frac{x}{(1+x^2)^{5/6}}\,. \tag{142}$$

În fine, în lucrarea [55] se mai citează și forma

$$\frac{f\,S\,(f)}{\sigma_z^2} = \frac{2}{3}\,\frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \tag{143}$$

unde $S\,(f)$, f și x au semnificațiile anterioare iar σ_z este abaterea standard a vitezelor la cota $z = 6\,KV_{10}^2$.

Spectrul componentei verticale a vitezelor a fost dat de Panofsky și McCormick [167] prin expresia empirică (fig. 60),

$$\frac{f\,S\,(f)}{KV_{10}^2} = \frac{6\,x}{(1+4x)^2} \tag{144}$$

în care: f este frecvența rafalelor verticale;
$S(f)$ — densitatea spectrală de putere la frecvența f și înălțimea z;
K, V_{10}^2 — au semnificațiile definite la spectrul vitezelor longitudinale;
x — o frecvență adimensională, $x = fz/V_{10} = z/(V_{10}/f)$, adică este raportul între înălțime și lungimea de undă.

Se observă că vîrful spectrului vitezelor verticale apare pentru $x = 0{,}25$.

O deosebire importantă între spectrul de putere al vitezelor orizontale şi cel al vitezelor verticale este faptul că ultimul depinde de înălţimea z.

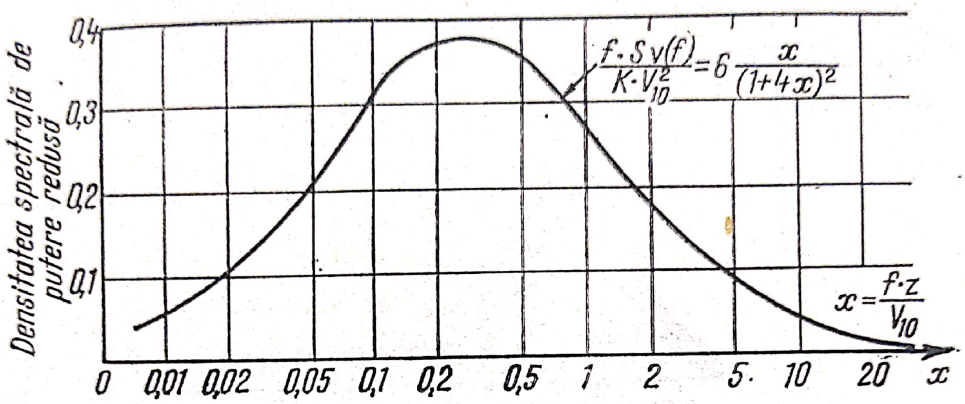


Fig. 60. Spectrul vitezelor verticale (după Panofsky şi Mc. Cormick).

Densităţile spectrale în timp nu sînt suficiente pentru definirea completă a turbulenţei. De aceea, se studiază şi variaţia statistică în spaţiu a turbulenţei, descrisă de densităţile spectrale în spaţiu sau corelaţiile spaţiale.

Spectrul tip amplitudine-frecvenţă pentru termenul variabil în timp al vitezei vîntului definit de Davenport se referă la variaţia vitezelor într-un punct. Pentru două puncte situate la o distanţă dată se poate construi un spectru similar, denumit spectru de corelare al vitezelor vîntului, care prin comparaţie cu spectrul pentru un punct are o arie mai mică datorită efectului de compensare a rafalelor. Acest fenomen se datoreşte faptului că sumarea mişcărilor aleatoare ale particulelor de aer conţine acţiuni nesimultane şi chiar contrare. Fenomenul de compensare a rafalelor este cu atît mai intens cu cît turbulenţa este mai puternică şi frontul expus mai larg. Din această cauză cu cît distanţa dintre cele două puncte se măreşte, aria spectrului din fig. 61 se micşorează [140].

Analitic, variaţia componentei longitudinale în direcţia transversală poate fi definită considerînd corelaţia între aceste direcţii, sau densitatea spectrală transversală $S(\Delta l, f)$ pentru puncte la distanţe Δl.

După Davenport,

$$\frac{S(\Delta l, f)}{S(f)} = e^{-\frac{cf\Delta l}{V_{10}}} \qquad (145)$$

Scanned with OKEN Scanner

în care : $S(f)$ este densitatea spectrală în timp ;

c — o constantă ;

V_{10}/cf are dimensiunea de lungime și este interpretată ca scară de corelație. Distanța la care vitezele sînt corelate sînt prin urmare invers proporționale cu frecvența și coeficientul c.

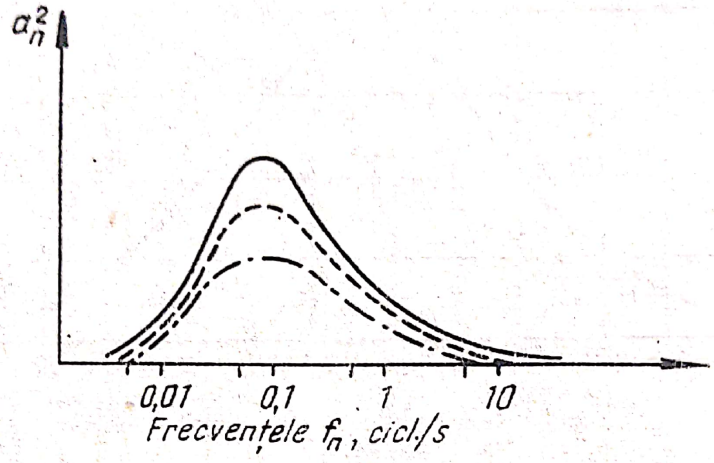


Fig. 61. Spectrul de corelare al vitezelor vîntului [146].

În tabelul 24 sînt date valorile lui c după Cramer și Davenport.

Tabelul 24

Valorile coeficientului c care caracterizează densitatea spectrală transversală, [28]

Direcția Δl	Componenta turbulenței	c
Longitudinală	Longitudinală	8
	Transversală	6
Transversală	Longitudinală	40
	Transversală	25
Verticală	Longitudinală	7
	Transversală	7

Pentru proiectare este important să se cunoască raportul în care se găsește viteza rafalelor față de viteza medie.

Scanned with OKEN Scanner

Rezultatele calculului distribuției statistice a raportului între viteza maximă și viteza mediată, la 10 m deasupra terenului, pentru diferite rugozități și diferite frecvențe, sînt date în tabelul 25, [28].

Se observă că în general vitezele rafalelor sînt de circa 1,5 pînă la 2 ori mai mari decît vitezele mediate.

Majorarea vitezelor medii pînă la intensitatea corespunzătoare rafalelor și aplicarea statică pe structuri a unor presiuni majorate în consecință nu reflectă modul real în care rafalele acționează asupra structurilor și este o cale astăzi abandonată în proiectarea la vînt.

Tabelul 25

Raportul între viteza maximă a rafalelor și viteza medie (mediată), [28]

Frecvența de înregistrare a anemometrului cicl./s	Viteze mediate pe 10 min			Viteze mediate pe oră		
	Cîmp deschis	Zone împădurite, orașe mici	Orașe cu clădiri foarte înalte	Cîmp deschis	Zone împădurite; orașe mici	Orașe cu clădiri foarte înalte
0,2	1,44	1,63	1,77	1,54	1,75	1,92
0,5	1,50	1,71	1,87	1,58	1,83	2,02
1	1,53	1,75	1,92	1,63	1,88	2,07
2	1,56	1,79	1,97	1,66	1,92	2,13

2.2.6. SCARA BEAUFORT PENTRU INTENSITATEA VÎNTULUI

Intensitatea acțiunii vîntului poate fi apreciată în funcție de intensitatea vitezei după scara Beaufort aprobată de rezoluțiile Organizației Meteorologice Internaționale din Berlin (1939) și Toronto (1947), precum și de Organizația Internațională pentru Standardizare (I.S.O.) (tabelul 26) [210].

Vitezele date în tabel sînt viteze mediate pe 10 min și măsurate la o înălțime de 10—25 m deasupra solului. Se presupune, de asemenea, că măsurătorile se fac în cîmp deschis și eventualele obstacole

Tabelul 26

Corespondența vitezelor vîntului în scara Beaufort [210]

Grade B	Aprecierea tăriei vîntului	Viteza vîntului		Grade B	Aprecierea tăriei vîntului	Viteza vîntului	
		m/s	km/h			m/s	km/h
0	Calm	0—0,5	0—1	6	Destul de tare	9,9—12,4	36—44
1	Aproape liniștit	0,6—1,7	2—6	7	Vînt tare	12,5—15,2	45—54
2	Puțin vînt	1,8—3,3	7—12	8	Vînt puternic	15,3—18,2	55—65
3	Vînt slab	3,4—5,2	13—18	9	Vijelie	18,3—21,5	66—77
4	Vînt potrivit	5,3—7,4	19—26	10	Vijelie puternică	21,6—25,1	78—90
5	Vînt tăricel	7,5—9,8	27—35	11	tempestă	25,2—29,0	91—104
					Uragan	> 29	> 104

sînt plasate față de anemometru la distanță de cel puțin de zece ori înălțimea acestuia.

2.2.7. PRESIUNEA VÎNTULUI

Presiunea vîntului se manifestă ca urmare a modificărilor de viteză și direcție ale curentului de aer la traversarea unui obstacol. Se poate evalua aplicînd curgerii curentului de aer legea lui Bernoulli de la fluidele ideale

$$\frac{1}{2}\rho V_1^2 + q_1 = \frac{1}{2}\rho V_2^2 + q^2 \qquad (146)$$

unde V_1 și q_1 sînt viteza și presiunea aerului înainte de a întîlni obstacolul, deci în regimul curgerii libere, iar V_2 și q_2 sînt viteza și presiunea aerului într-un punct al obstacolului; ρ este densitatea aerului.

Pentru centrul unei suprafețe unde curgerea este complet obstrucționată (deci $V_2 = 0$), după ce se înlocuiește densitatea aerului cu valoarea $\rho = 0{,}123$ kg · s²/m⁴ se obține cunoscuta formulă

$$q = V^2/16 \qquad (147)$$

în care q este presiunea dinamică a vîntului (kgf/m²) exprimată în funcție de viteza vîntului V (m/s).

Din relația [147] se observă că întrucît presiunile sînt proporționale cu pătratul vitezelor, creșteri mici ale acestora pot conduce la

Scanned with OKEN Scanner

majorări importante ale presiunilor. De aceea, problema cea mai importantă care se ridică în legătură cu ecuaţia (147) este ce viteze se întrebuinţează pentru calculul presiunii dinamice : vitezele medii sau vitezele instantanee ale rafalelor?

Ţinînd seama de cele discutate în legătură cu turbulenţa şi medierea vitezelor vîntului precum şi de conţinutul paragrafului 2.3, rezultă că pentru structurile cu răspuns static la vînt presiunile trebuie evaluate pe baza vitezelor mediate (5—15 min), în timp ce analiza structurilor cu răspuns dinamic la vînt implică luarea în considerare a acţiunii rafalelor pe baza spectrelor energetice ale turbulenţei, a acţiunii vîrtejurilor Kármán, a fenomenelor de autoexcitaţie a oscilaţiilor etc., care reprezintă fenomene de alt tip.

Viteza vîntului este o variabilă aleatoare. Prin urmare, presiunea vîntului este de asemenea o variabilă aleatoare. S-a văzut la pct. 1.2.4 că maximele anuale ale vitezei medii satisfac funcţiile de distribuţie ale valorilor extreme, tip Frèchet sau Gumbel. Funcţia de distribuţie $F(q)$ pentru variaţiile aleatoare ale presiunii maxime anuale (q), dacă pentru viteze se alege de exemplu distribuţia tip II Frèchet, se poate scrie

$$F(q) = e^{-\left(\frac{q}{\beta}\right)^{\gamma}} \tag{148}$$

unde β şi γ se referă la seria aleatoare de presiuni $q_1, q_2, \ldots, \ldots, q_i, \ldots, q_n$ şi au semnificaţiile de la pct. 1.2.4.

S-a văzut că dacă pentru reprezentarea grafică a funcţiilor de distribuţie a valorilor extreme se aleg scări logaritmice, rezultatul reprezentării este o dreaptă (dreapta Gumbel sau Frèchet). Din aceste reprezentări se poate selecta valoarea presiunii cu anumită probabilitate de a nu fi depăşită. De exemplu, în spiritul recomandărilor CEB—FIP, se poate alege valoarea caracteristică a presiunii dinamice de bază $q_{0,95}$ adică valoarea cu probabilitatea 0,95 de a nu fi depăşită şi care se întîlneşte o dată în 20 de ani, adică are perioada de regăsire $R = 1/(1 - 0{,}95) = 20$ ani.

Se subliniază că dintre toate acţiunile exterioare pe structuri vîntul este cel mai adecvat interpretărilor statistice ; standardele de vînt pot fi şi trebuie fundamentate pe rezultatele analizei statistice a înregistrărilor meteorologice.

Corespunzător vitezei de bază a vîntului V_{10}, se defineşte prin relaţia (147) presiunea dinamică de bază q_{10} :

$$q_{10} = V_{10}^2/16. \tag{149}$$

Scanned with OKEN Scanner

Similar, presiunea dinamică la înălțimea H deasupra nivelului terenului și presiunea dinamică a gradientului vitezei, sînt:

$$q_H = V_H^2/16 \text{ și respectiv } q_G = V_G^2/16. \quad (150)$$

Cele arătate în legătură cu seria aleatoare de valori maxime ale vitezelor sau presiunilor se pot aplica atît vitezei și presiunii de

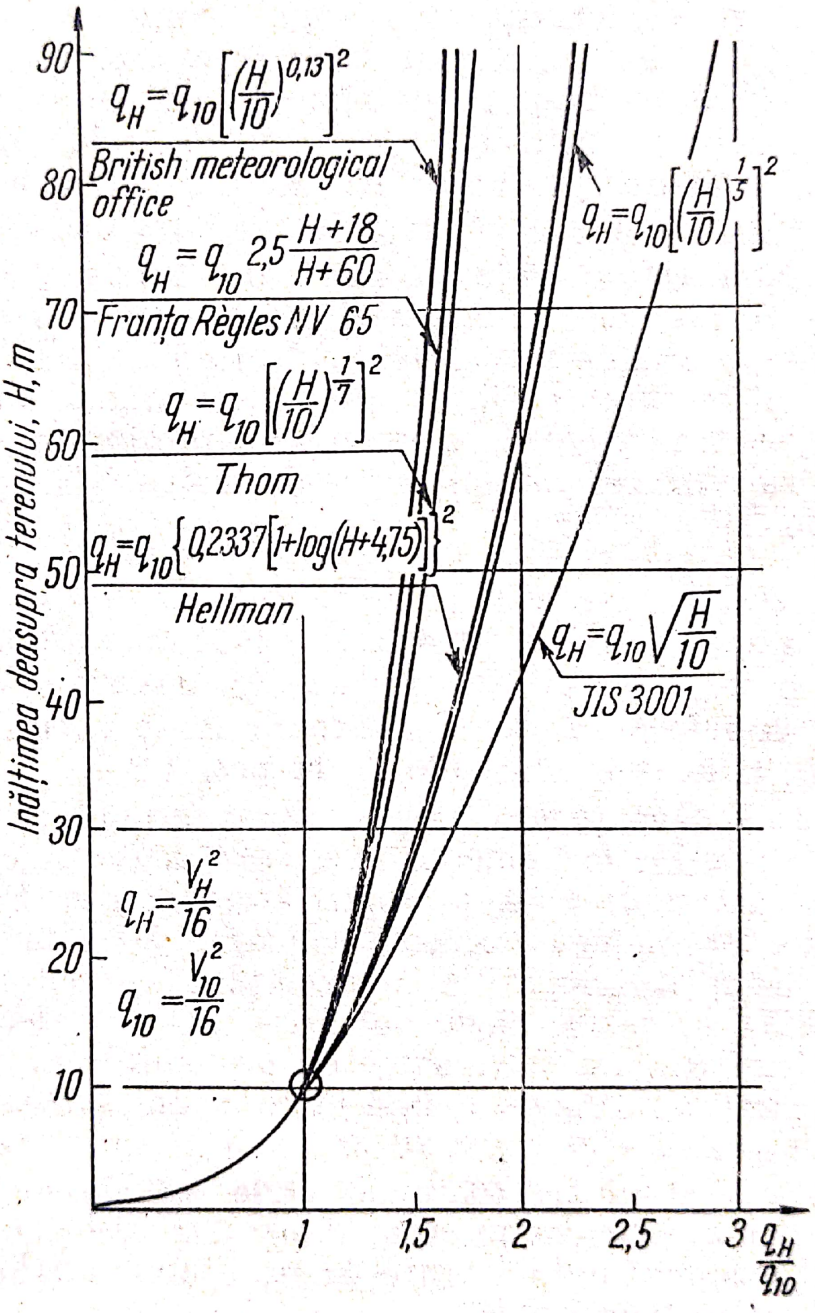


Fig. 62. Variația presiunii dinamice a vîntului cu înălțimea deasupra terenului [139].

bază, V_{10} și q_{10}, cît și vitezei și presiunii gradientului, V_G și q_G, în funcție de datele furnizate de serviciile meteorologice.

Scanned with OKEN Scanner

Legea de variație pe înălțime a presiunilor se obține direct prin ridicarea la pătrat a legii pentru viteze în forma clasică (fig. 62) sau cea datorată lui Davenport. Respectiv,

$$q_H = q_{10}\left(\frac{H}{10}\right)^{2\alpha_1} \tag{151}$$

$$q_H = q_G\left(\frac{H}{H_G}\right)^{2\alpha} \tag{152}$$

(H și H_G, în m; q_{10}, q_G și q_H, în kgf/m^2).

Exponentul $2\alpha_1$ este cuprins, conform celor arătate la pct. 2.2.2, între 2/7 și 2/5 (0,28 și 0,40). Similar, exponentul 2α ia valori între 0,3 și 0,8 după gradul apreciat pentru rugozitatea terenului. La înălțimea de 100 m deasupra nivelului terenului diferența între presiunea dinamică a vîntului dată de legea (151) cu exponenții 0,28 și respectiv 0,40 este de circa 25%.

Règles NV 65 [179] dau pentru variația pe înălțime a presiunilor o expresie mai ușor de utilizat în proiectare decît legile exponențiale, și anume

$$q_H = q_{10} \cdot 2{,}5\,\frac{H+18}{H+60} \tag{153}$$

(H, în m), care, după cum se vede din fig. 62, este foarte apropiată de legea (151) cu exponentul 2/7.

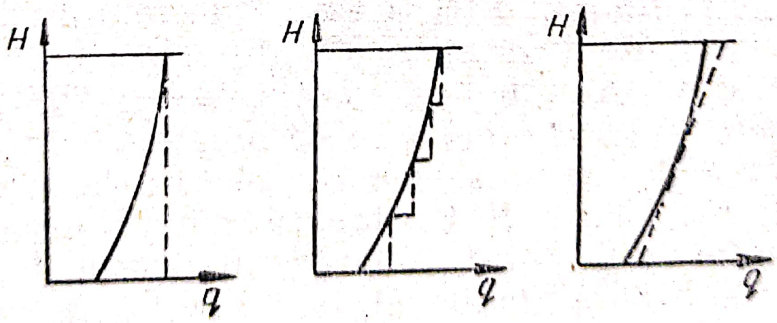


Fig. 63. Diagrame simplificate pentru variația presiunii dinamice a vîntului pe înălțime.

În proiectare, pentru evaluarea încărcărilor din vînt pe construcții, se utilizează diagrame convenționale, simplificate, de obicei în trepte, alteori liniare, care aproximează acoperitor diagrama continuă a variației presiunii dinamice a vîntului pe înălțime (fig. 63).

Alura variației pe înălțime a presiunii dinamice este importantă pentru evaluarea forțelor din vînt pe construcții înalte.

Scanned with OKEN Scanner

2.3. ACȚIUNEA DINAMICĂ A VÎNTULUI ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

2.3.1. TURNURI, COȘURI DE FUM, ANTENE

2.3.1.1. Considerații generale. Prin forma lor zveltă, turnurile reprezintă construcții remarcabile din punct de vedere tehnic și arhitectonic. În multe cazuri realizarea unor asemenea tipuri de construcții a fost considerată la timpul respectiv ca performanță tehnică deosebită.

La execuția construcțiilor înalte, utilizate în scopuri variate, coșuri de fum, turnuri de televiziune, antene etc. s-a utilizat atît betonul armat cît și metalul.

În fig. 64 se prezintă 22 de turnuri înalte executate din beton armat sau cu structură metalică în perioada 1953—1966. Dintre acestea se detașează turnul de televiziune din Moscova înalt de 533,3 m, terminat în anul 1967.

Pentru structurile metalice un exemplu clasic îl constituie turnul Eiffel (320 m) construit la Paris în anul 1889 de inginerul francez Gustave Eiffel. Astăzi el este întrecut de turnul de televiziune din Tokio (333 m) și de turnul de televiziune din Milwaukee (301 m, cu antenă 329 m). Dintre structurile metalice ancorate cu cabluri sînt de remarcat antenele de radio și televiziune cu înălțime mare executate în ultimul timp în diferite țări. Un exemplu de performanță îl reprezintă antena de transmisii TV din statul Dakota de Nord din Statele Unite ale Americii cu înălțimea de 629 m. Antena este ancorată în 9 puncte cu cabluri a căror lungime totală este de circa 12 km. Sînt de menționat de asemenea cele 4 antene executate încă din anul 1930 la Shanhai în R. P. Chineză cu înălțimea de peste 300 m, dispuse la colțurile unui pătrat cu latura de 800 m. Utilizarea cablurilor de ancorare, cu dezavantajul care rezultă din ocuparea unei suprafețe sporite în zona de amplasare, permite reducerea sensibilă a consumului de oțel, în comparație cu sistemele neancorate.

Turnurile, coșurile de fum, antenele etc. sînt construcții înalte la care acțiunea vîntului trebuie luată în considerare în mod deosebit, deoarece în cele mai multe cazuri rolul acesteia în concepția și calculul structurilor respective este esențial. Dacă pentru construcțiile practic rigide, considerarea exclusivă a efectelor statice ale vîntului este justificată, la construcții flexibile luarea în considerare a efectelor dinamice este obligatorie.

Scanned with OKEN Scanner

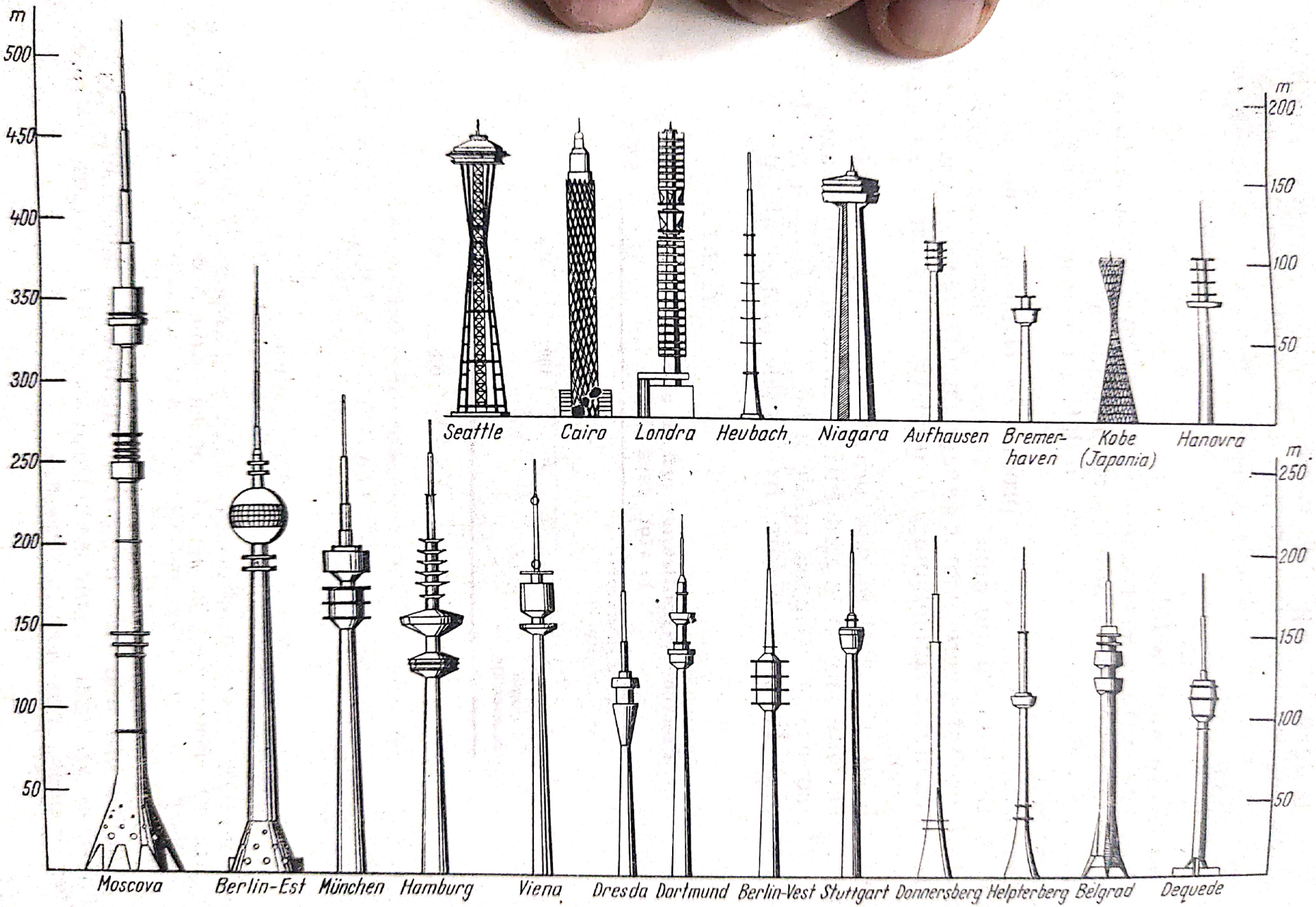


Fig. 64. Turnuri înalte. Comparație între forma și dimensiunile principalelor realizări între anii 1953 și 1966 (F. Leonhardt).

Efectele dinamice depind de caracteristicile mecanice şi aerodinamice ale construcţiilor. La structurile de tipul turnurilor, coşurilor de fum, antenelor etc. urmează să se ţină seama de următoarele efecte dinamice:

— oscilaţii forţate;

— oscilaţii autoexcitate.

Oscilaţiile forţate se produc atît paralel cu direcţia vîntului sub acţiunea rafalelor cît şi normal pe direcţia acestuia sub acţiunea excitaţiei aerodinamice care apare o dată cu formarea vîrtejurilor în zona de silaj.

Oscilaţiile autoexcitate se produc la construcţii cu secţiunea transversală instabilă din punct de vedere aerodinamic. La asemenea structuri, excitaţia aerodinamică apare simultan cu mişcarea structurii. Între excitaţia aerodinamică şi oscilaţia structurii este o strînsă interdependenţă.

În tabelul 27 [223] se dau orientativ o serie de valori limită pentru frecvenţe proprii la structuri cu factorul critic de amortizare $\beta = 1\%$, supuse la acţiunea rafalelor cu viteza $V = 50$ m/s la vîrful turnului. În cazul în care frecvenţele proprii ale structurilor

Tabelul 27

Frecvenţe semnificative pentru calculul turnurilor la vînt, după Waller

Înălţimea construcţiei, m / Dimensiunea secţiunii transversale, m	50	100	150
20	1,3	0,8	0,7
10	1,0	0,7	0,6
5	0,8	0,6	0,5

Notă: Pentru $\beta = 0{,}5\%$ valorile se majorează cu 40%, iar pentru $\beta = 2\%$ valorile se reduc cu 30%. Pentru viteze maxime ale vîntului diferite de 50 m/s la vîrf, valorile se înmulţesc cu raportul celor două viteze (V în m/s/ 50 m/s).

examinate sînt mai mici decît cele cuprinse în tabel, acţiunea dinamică a vîntului devine semnificativă şi o examinare a structurilor în acest sens rezultă necesară.

Scanned with OKEN Scanner

În orice situație, construcțiile cu înălțimea mai mare decît 150 m se calculează la acțiunea dinamică a vîntului.

Structurile de tip turn folosite în ultimul timp au înălțimi din ce în ce mai mari. Frecvențele lor naturale sînt în general mai mici decît cele indicate în tabelul 27; înălțimea de 150 m este depășită frecvent. Ca urmare, la structuri de tip turn considerarea acțiunii dinamice a vîntului este necesară aproape în toate cazurile.

Dacă se ia în considerare acțiunea vîrtejurilor, valorile limită ale frecvențelor N_{lim} sub care o examinare la acțiunea dinamică a vîntului devine necesară, se pot obține cu formula [223]

$$N_{lim} = V/\mathrm{Sh} \cdot d \qquad (154)$$

în care: V este viteza unei rafale de 15 s, în m/s;
d — diametrul sau lățimea, în m;
Sh — numărul Strouhal, care se poate lua cu valoarea 4 pentru cilindri și 6 pentru prisme drepte.

După R. Waller [223], acțiunea vîrtejurilor poate fi neglijată la construcțiile tip turn cu masa M uniform repartizată la care se realizează condiția

$$M/d^2 > K$$

în care K are valorile din tabelul 28 în funcție de factorul critic de amortizare β (M în kg/m, d în m)

Tabelul 28

β, %	0,5	1,0	2,0
K	300	150	75

După H. van Koten [126] acțiunea vîrtejurilor devine importantă la structurile cilindrice cu masa uniform repartizată, cu înălțimea $h > 40$ m și factorul critic de amortizare $\beta = 2\%$ dacă se realizează următoarele condiții:

— pentru structuri de beton armat $20\,d > h > 8{,}6\,d$;
— pentru structuri metalice $30\,d > h > 9{,}6\,d$.

Pentru stabilirea aproximativă și rapidă a frecvenței naturale a unei structuri tip turn cu secțiunea constantă și masă uniform repartizată, pentru modul fundamental de vibrație, se poate folosi formula [223]

$$N = 0{,}6/\sqrt{\Delta} \qquad (155)$$

Scanned with OKEN Scanner

în care : N este frecvența corespunzătoare modului fundamental de vibrație, în cicl./s (Hz);

Δ — deplasarea maximă a structurii la vîrf sub acțiunea greutății uniform repartizate pe înălțime orientată orizontal și aplicată static, în m.

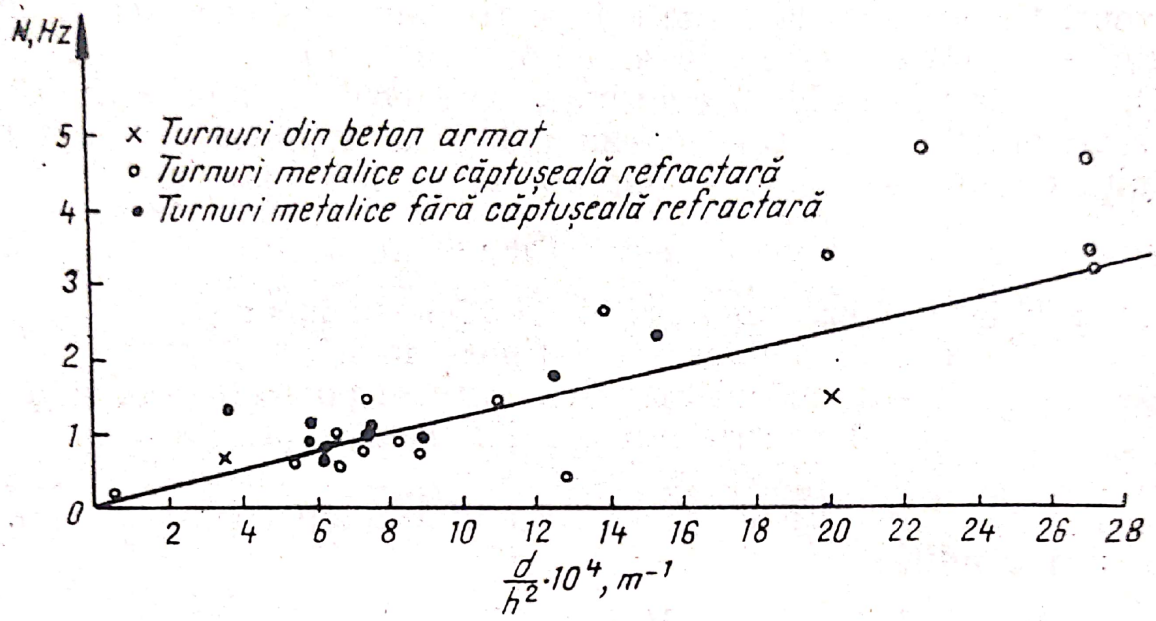


Fig. 65. Frecvența modului fundamental de vibrație la coșuri (după Scruton și Flint).

După C. Scruton și A. Flint, pentru coșuri de fum din beton armat sau din oțel, o estimație a frecvenței pentru modul fundamental de vibrație se poate face utilizînd diagrama din fig. 65 sau formula

$$N = 1\,120\ d/h^2 \qquad \text{[cicl./s sau Hz]}. \tag{156}$$

Pentru turnuri cu forma de trunchi de con cu masa liniar repartizată pe înălțimea h, frecvența oscilațiilor proprii pentru modul fundamental se poate determina cu formula [180]

$$N = \frac{\Omega}{2\pi h^2}\sqrt{\frac{gEI}{p}} \tag{157}$$

în care p reprezintă sarcina pe unitatea de lungime la nivelul secțiunii de bază iar Ω un coeficient a cărui valoare se obține în funcție de $\lambda = e_s/e$ și $\mu = d_s/d$ (fig. 66), unde e_s și e reprezintă grosimile peretelui turnului sus și jos, iar d_s și d, diametrul exterior sus și jos.

În cazul turnurilor cu mase concentrate la diferite niveluri notînd cu $P_1, P_2, \ldots, P_n$ încărcările considerate acționînd orizonal în

centrele de greutate ale tronsoanelor și cu $y_1, y_2, \ldots, y_n$ săgețile respective, frecvența N se poate calcula, aproximativ, în funcție de perioada oscilațiilor proprii T, cu formula Rayleigh

$$N = \frac{1}{T}\ ;\quad T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n P_i y_i^2}{g \sum_1^n P_i y_i}}\ . \tag{158}$$

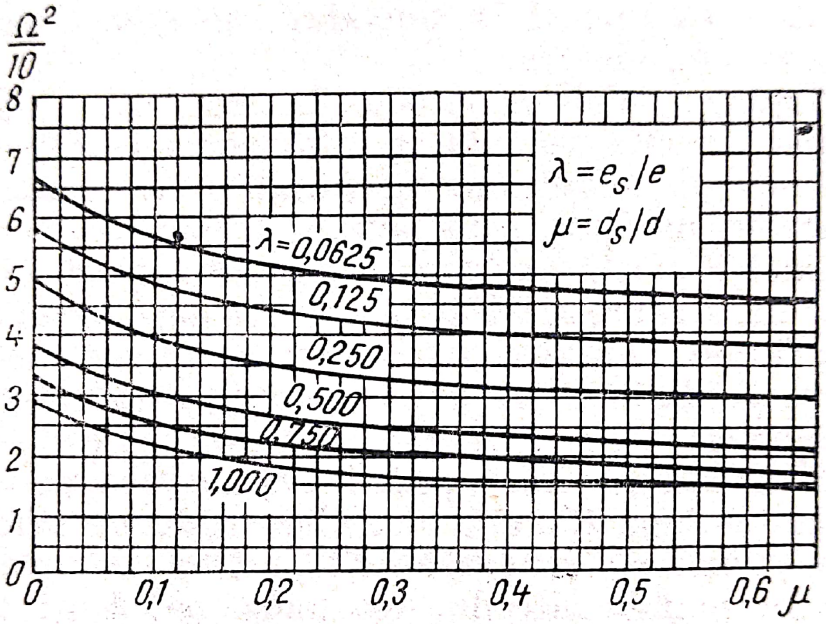


Fig. 66. Coeficientul Ω.

După ACI 505-68 (Recomandările Institutului american pentru beton privind proiectarea și execuția coșurilor de beton armat) perioada de vibrație T se calculează cu următoarea formulă, utilizată și în proiectarea la acțiuni seismice,

$$T = \frac{1{,}56\, h^2}{(3\, d - d_s)\sqrt{E}}$$

în care: h este înălțimea turnului, în m;
d — diametrul exterior la bază, în m;
d_s — diametrul exterior la vîrf, în m;
E — modulul de elasticitate al betonului, în kgf/cm²;
T — perioada de vibrație în modul fundamental, în s.

Formula fiind empirică, E trebuie introdus conform codului ACI 318-71, adică

$$E = 15\,210 \sqrt{R_{cil}} \approx 14\,000 \sqrt{R_{cub}}$$

unde R_{cub} este marca betonului stabilită pe cuburi cu latura de 20 cm (în kgf/cm²).

Determinarea frecvenței naturale pentru modul fundamental de vibrație, pe cale directă, cu formulele simplificate și compararea valorilor obținute cu cele furnizate de tabelul 27 și formula (154), permite cunoașterea prealabilă a modului în care acțiunea vîntului trebuie luată în considerare.

2.3.1.2. **Acțiunea rafalelor.** Oscilațiile structurilor înalte, flexibile, orientate după direcția vîntului se produc sub acțiunea rafalelor. Între forțele neregulate repetate și variabile ca durată, produse de masele de aer în mișcare, care acționează asupra construcției și construcția însăși există o interacțiune dinamică.

Acțiunea unei singure mase de aer care se deplasează cu o anumită viteză poate fi considerată ca un impuls la care structura flexibilă răspunde prin oscilații libere după frecvența naturală de vibrație. Măsurători efectuate de L. Baes și A. Joukoff în Belgia cu anemometre au arătat variații de viteză, practic instantanee, de la 3 la 25 m/s. Forța rezultantă după direcția vîntului crește ca urmare brusc la valoarea corespunzătoare vitezei sporite, introducînd efecte dinamice. Prescripțiile recomandă introducerea unor coeficienți dinamici. De exemplu, pentru construcții metalice cu frecvențe mai mici de 2 ciel./s, normele din U.R.S.S. recomandă aplicarea unui coeficient dinamic cu valoarea 2.

Rafalele apar obișnuit în frecvențe variabile în intensitate, direcție și durată. Caracterul aleator justifică considerarea acestora ca forțe perturbatoare capabile să întrețină oscilațiile structurilor înalte flexibile. Amplitudinile maxime după direcția vîntului pot să apară în cazul în care frecvența naturală a structurii coincide cu frecvența fluctuațiilor cu energii spectrale mari. În general, aceste fluctuații de energie se produc la frecvențe foarte mici, de obicei sensibil mai mici decît frecvențele naturale ale structurilor obișnuite tip turn.

După cum s-a arătat mai înainte, turbulența vîntului are un caracter aleator spațial; în regim turbulent vitezei medii orizontale orientată longitudinal, i se adaugă componentele fluctuante după cele trei direcții: longitudinală, verticală, transversală. Din punct de vedere al forței date de vînt pentru construcțiile de tip turn, spectrul cel mai important este spectrul componentei longitudinale. Examinînd spectrul de densitate al componentei longitudinale a vitezelor

după A. Davenport, construit astfel încît integrala densității spectrale să reprezinte media pătratelor fluctuației vitezei, se observă că la vînturi de viteză medie, 20—30 m/s, densitatea spectrală apare maximă la frecvențe foarte mici (1—3 cicl./s). Pentru frecvențe apropiate de frecvențele naturale ale structurilor tip turn, coșuri de fum etc., valorile densității spectrale sînt foarte reduse. La vînturi violente de viteză medie, 30 m/s, valori semnificative pentru densitatea spectrală apar pentru frecvențe mai mici de 0,1—0,2 cicl./s. În legătură cu aceasta, unii autori recomandă valori minime pentru frecvențele proprii ale structurilor. De exemplu, pentru coșuri de fum Irminger și Nokkentved recomandă valoarea minimă 0,33 cicl./s pentru amplasamente pe țărmul mării și 0,25 cicl./s în interiorul terestru [220].

În prescripțiile de proiectare la vînt, acțiunea rafalelor se ia în considerare prin majorarea presiunii dinamice calculate pe baza vitezelor mediate. Forma concretă de exprimare a acestor idei, în prescripțiile din România, U.R.S.S., Franța, S.U.A. și în lucrările lui Schlaich și Davenport, este prezentată în paragraful 2.4.5.

2.3.1.3. Acțiunea vîrtejurilor. Formarea vîrtejurilor Kármán în zona de silaj la trecerea unui fluid vîscos peste un corp cilindric (apă, aer etc.) a fost examinată în cadrul paragrafului 2.1.

Vîrtejurile apar la valori relativ joase ale numărului Reynolds. Vînturi regulate cu viteze moderate pot conduce la formarea unor asemenea vîrtejuri cu efecte dinamice de maximă importanță pentru

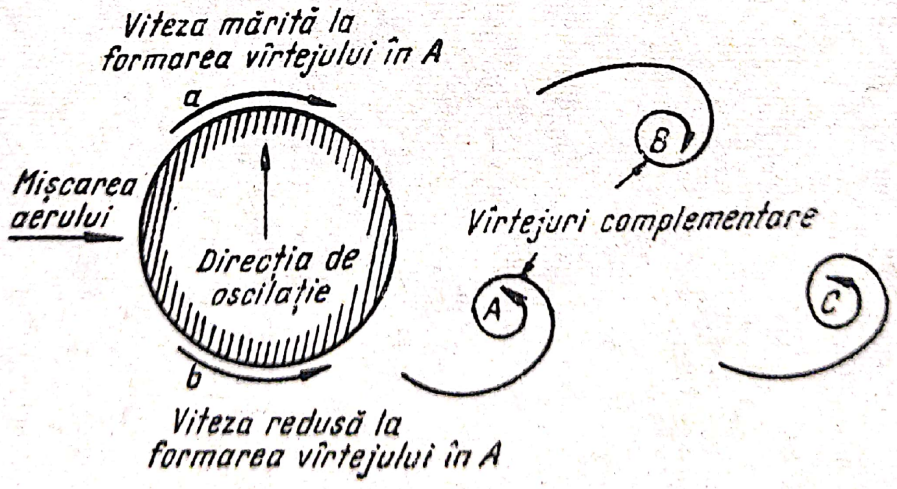


Fig. 67. Formarea vîrtejurilor la secțiuni circulare [224].

structurile flexibile, de tipul turnurilor, coșurilor de fum, antenelor etc.

O explicație fizică a oscilațiilor forțate produse prin acțiunea vîrtejurilor poate fi obținută cu ajutorul schemei simplificate din fig. 67. Vîrtejurile se formează de o parte și de alta a secțiunii circu-

Scanned with OKEN Scanner

lare. În momentul în care un vîrtej s-a format, el produce o circulaţie în jurul cilindrului. Ca urmare, viteza creşte pe o parte a cilindrului şi descreşte pe cealaltă parte, distribuţia presiunilor modificîndu-se în consecinţă.

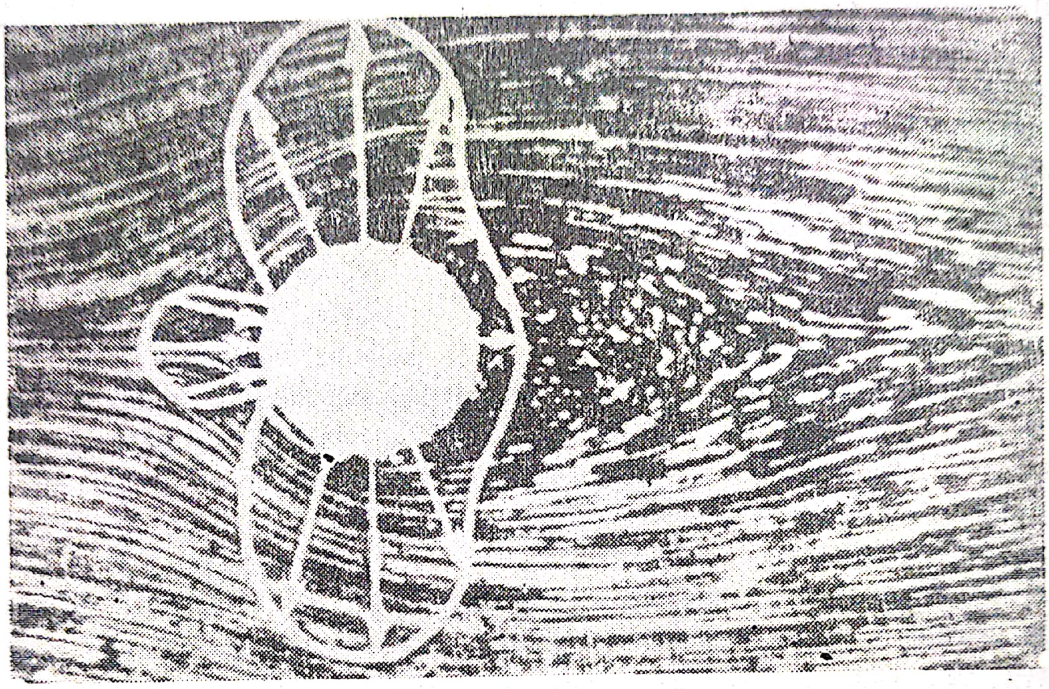


Fig. 68. Distribuţia presiunilor în mişcarea laminară.

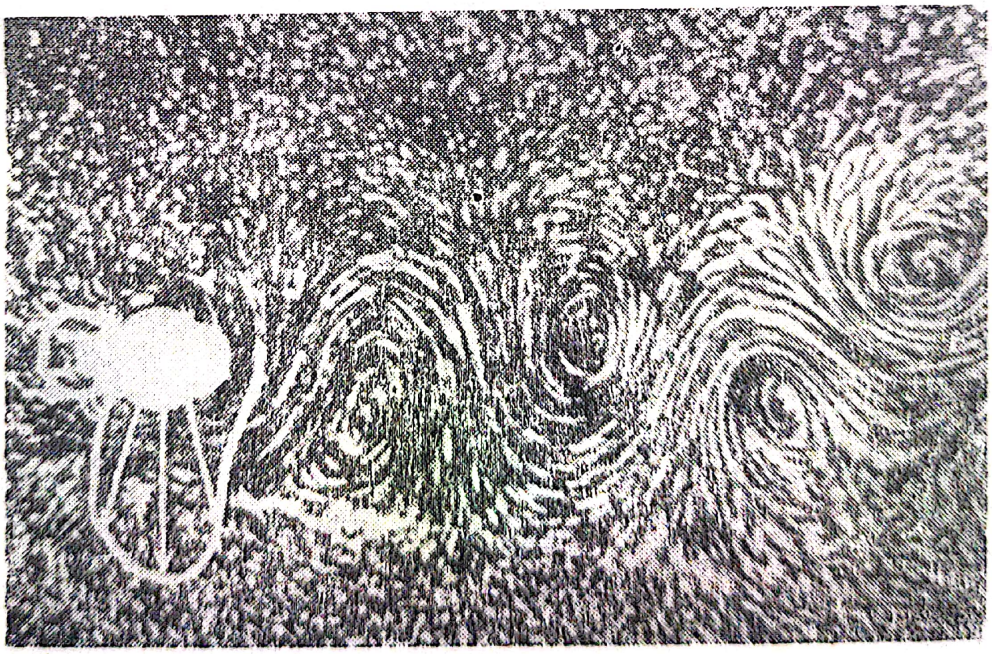


Fig. 69. Distribuţia presiunilor în mişcarea turbulentă.

În fig. 68 şi 69 se arată comparativ distribuţia presiunilor în mişcarea laminară şi în mişcarea turbulentă, după apariţia vîrtejurilor Kármán. Ca urmare a acestei situaţii, în afară de forţa de antrenare

Scanned with OKEN Scanner

dirijată după direcţia vîntului, apare în planul secţiunii transversale o nouă forţă, normală pe direcţia de mişcare şi variabilă ca mărime şi sens. Dacă cilindrul este liber să vibreze, forţa respectivă, ca forţă perturbatoare, produce oscilaţii forţate, perpendiculare pe direcţia vîntului.

Unii autori explică vibraţia laterală a cilindrilor circulari ca rezultat al excitaţiei aerodinamice (amortizare aerodinamică negativă). De altfel, natura excitaţiilor laterale a făcut obiectul unor numeroase studii, cercetări şi experimentări. Dacă pentru valori mici ale numărului Reynolds, corespunzătoare zonei subcritice, formarea vîrtejurilor este regulată şi vibraţia aleatoare a structurii poate fi considerată ca răspuns dinamic la forţe periodice, pentru valori mari, în zona supercritică, formarea vîrtejurilor este haotică, forţele laterale capătă caracter aleator şi răspunsul dinamic poate fi obţinut numai pe baze statistice prin considerarea reprezentărilor spectrale ale acestor forţe. Caracterul aleator justifică considerarea forţelor laterale ca forţe perturbatoare capabile să întreţină oscilaţiile structurilor de tip turn.

Oscilaţiile care se produc după direcţia normală vîntului au în general amplitudini mai mari decît cele ce se dezvoltă în direcţia acestuia. Ca exemplu, se dau în fig. 70 amplitudinile oscilaţiilor măsurate la vîrful unui turn de 80 m înălţime din oţel sudat, cu perioada proprie de vibraţie 1,3 s, montat pe o construcţie cu înălţimea de 30 m la Kyoto (Japonia). Se observă că vîrful turnului descrie o curbă eliptică, valorile maxime ale deplasărilor realizîndu-se după direcţia practic perpendiculară pe direcţia vîntului. În direcţia vîntului amplitudinile oscilaţiilor cresc treptat aproximativ proporţional cu cubul vitezei vîntului. Amplitudinile oscilaţiilor normale pe direcţia vîntului cresc brusc pentru viteza de 30 m/s punînd în evidenţă un fenomen de rezonanţă.

În fig. 71 se prezintă un alt exemplu : oscilaţiile înregistrate la vîrful unui turn de 100 m înălţime şi 8,30 m diametru, construit în Olanda, după două direcţii : paralelă şi perpendiculară pe direcţia vîntului. Se observă că amplitudinile oscilaţiilor după direcţia perpendiculară pe direcţia vîntului sînt de patru ori mai mari decît cele înregistrate după direcţia vîntului. Numărul Reynolds pentru care s-au făcut măsurătorile a fost de ordinul 8×10^6. Pentru acelaşi turn se dau deplasările vîrfului precum şi presiunile respective ale vîntului (fig. 72).

Scanned with OKEN Scanner

Frecvenţa de formare a perechilor complementare de vîrtejuri este exprimată de relaţia

$$f = \mathrm{Sh}\, V/d \qquad [\text{cicl./s}] \tag{159}$$

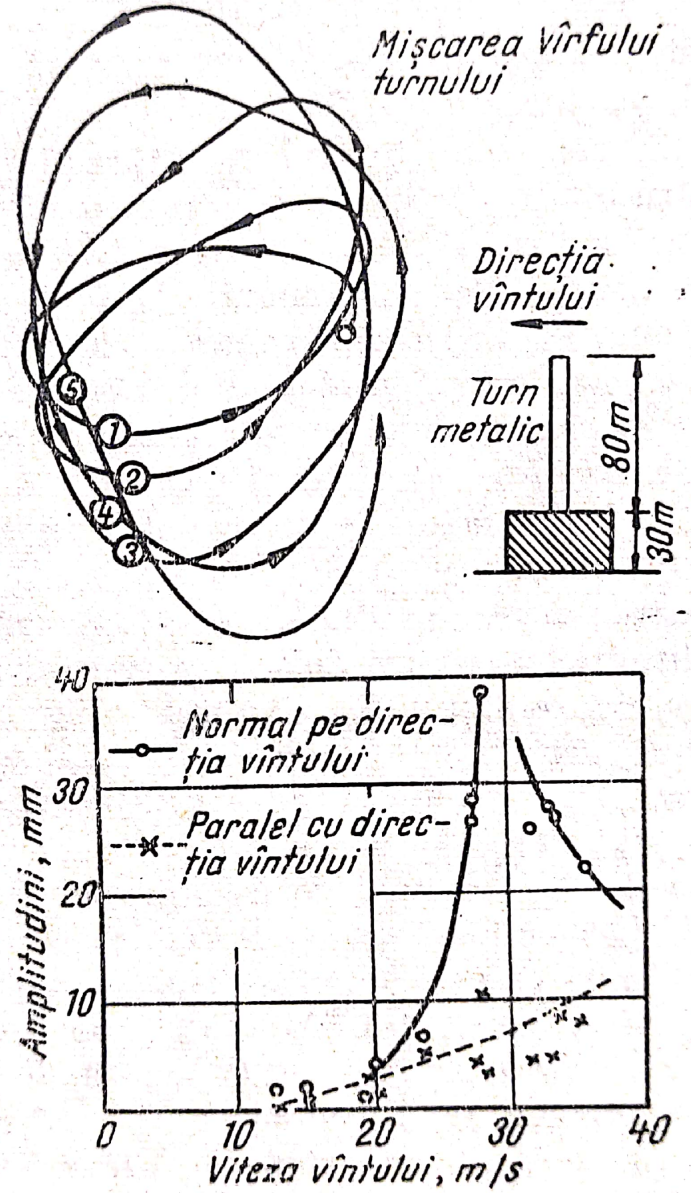


Fig. 70. Amplitudinile oscilaţiilor la vîrful unui turn în funcţie de viteza vîntului (după Ishizaki).

în care Sh este numărul lui Strouhal, V, viteza vîntului (m/s) şi d, diametrul turnului.

Numărul lui Strouhal este adimensional şi poate fi exprimat prin formu'a $\mathrm{Sh} = fd/V$.

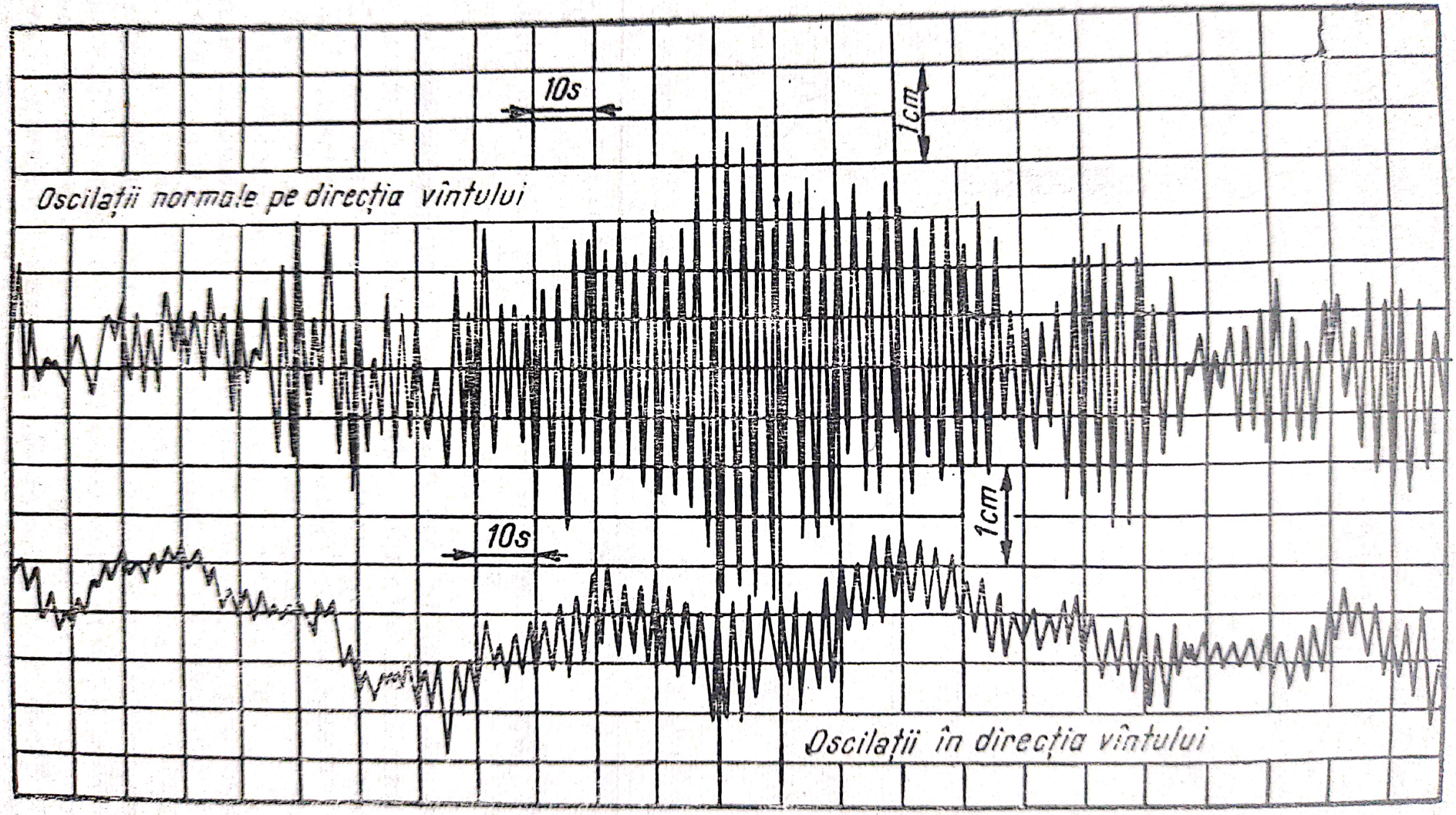


Fig. 71. Mișcarea vîrfului unui turn de 100 m înălțime [126].

Valoarea numărului Strouhal depinde de numărul Reynolds. În fig. 73 se arată variaţia numărului Strouhal în funcţie de numărul Reynolds pentru un cilindru fix cu suprafaţa netedă.

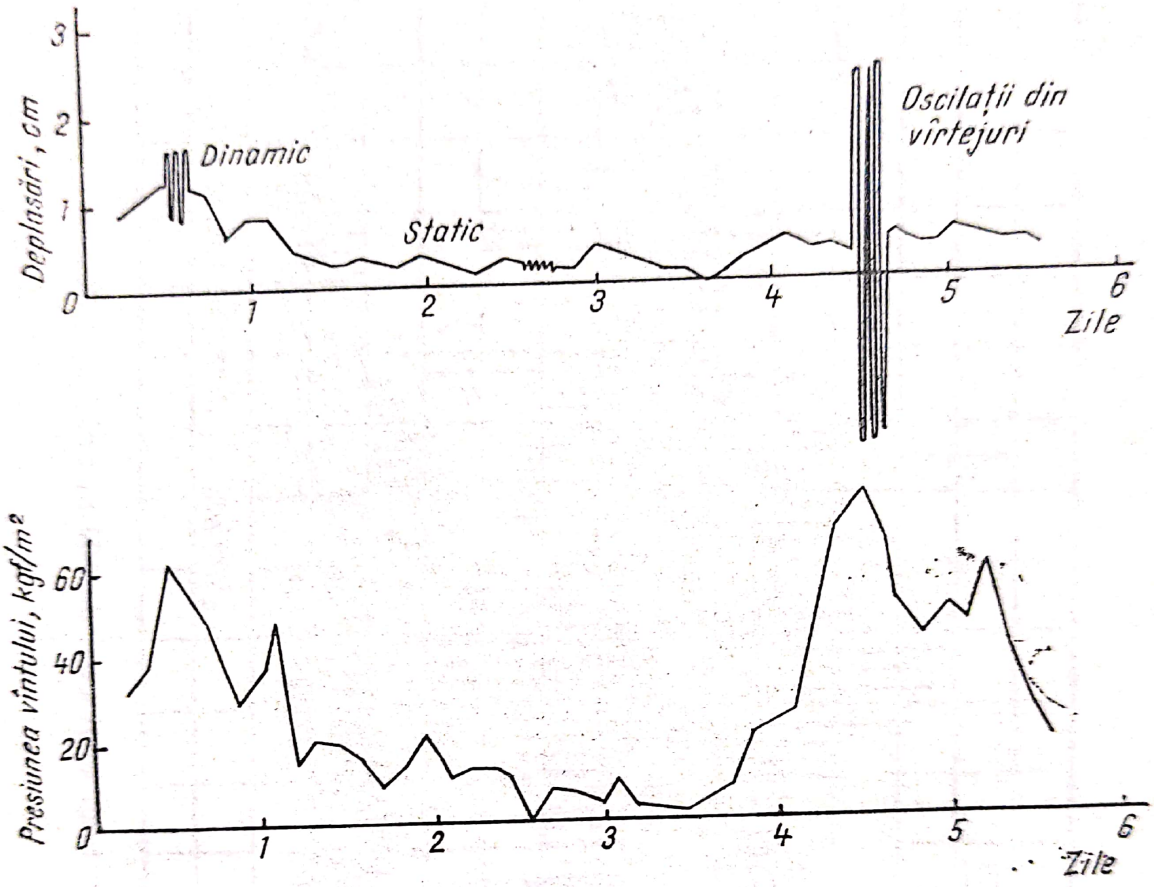


Fig. 72. Deplasările vîrfului şi presiunea vîntului pe un turn cilindric de 100 m înălţime [126]

În zona subcritică, în care dezvoltarea vîrtejurilor este regulată, valoarea numărului Strouhal rămîne constantă şi egală cu 0,2. Pentru valori mai mari, cuprinse între $3{,}5 \times 10^5$ şi $3{,}5 \times 10^6$, în zona supercritică a numerelor Reynolds în care formarea vîrtejurilor prezintă un caracter aleator numărul Strouhal are valori apropiate de 0,45. În sfîrşit, pentru numere Reynolds mai mari decît $3{,}5 \times 10^6$ corespunzătoare zonei transcritice în care caracterul regulat de formare a vîrtejurilor reapare, numărul Strouhal are valori între 0,25 şi 0,27.

În aceeaşi figură se arată şi variaţia numărului Strouhal pentru un cilindru liber să oscileze, pe baza determinărilor pe model efectuate de L. Wootton [229]. În acest caz este de observat că valoarea numărului Strouhal, indiferent de valoarea numărului Reynolds, poate fi luată egală cu 0,2.

Amplitudini mici, cu valori pînă la 1% din mărimea dimensiunii transversale (diametru) apar curent la structurile zvelte de tipul turnurilor, coşurilor de fum etc. În funcţie de viteza vîntului, amplitudini sensibil mai mari apar în cazurile în care :

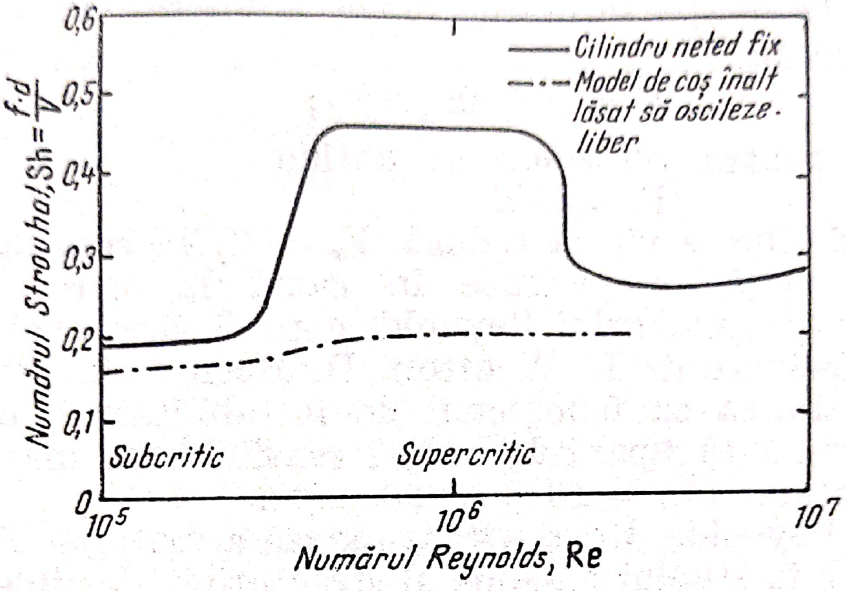


Fig. 73. Variaţia numărului Strouhal în funcţie de numărul Reynolds [224].

— frecvenţa de formare a vîrtejurilor coincide cu frecvenţa naturală a structurii ; în această situaţie răspunsul dinamic are alura din fig. 74 prezentînd un vîrf de rezonanţă mai mult sau mai puţin pronunţat (curba *a*). La valori mari ale numărului Reynolds în zona supercritică, caracterizată printr-un spectru de frecvenţă în formarea vîrtejurilor, răspunsul lateral al cilindrului are alura curbei *b* din aceeaşi figură, prezentînd o creştere continuă a amplitudinilor ;

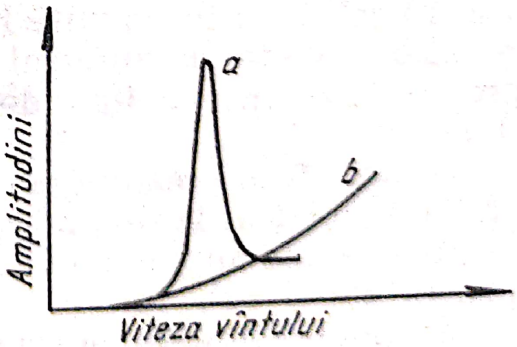


Fig. 74. Caracterul general al vi ra-ţiilor laterale.

— masa şi amortizarea internă sînt reduse ca valoare ; în acest caz mişcarea structurii poate să influenţeze formarea vîrtejurilor. Amplitudinile oscilaţiilor laterale iau valori mari ; în asemenea cazuri rezistenţa aerului la mişcarea structurii poate produce o amortizare aerodinamică comparabliă cu amortizarea internă a structurii.

Pentru valori ale numărului Reynolds sub valoarea critică fenomenul de rezonanţă se produce aşadar la o viteză a vîntului V pentru

care frecvența naturală a structurii, N, este egală cu frecvența de formare a vîrtejurilor complimentare, f:

$$f = \mathrm{Sh}V/d = N \ [\mathrm{cicl./s}].$$

Din această relație se obține expresia vitezei critice a vîntului, pentru rezonanță

$$V = Nd/\mathrm{Sh} \ [\mathrm{m/s}];$$

respectiv pentru $\mathrm{Sh} = 0{,}2$ se obține

$$V = 5Nd.$$

Dacă se definește viteza redusă $V_r = V/Nd$ rezultă că fenomenul de rezonanță se produce în cazul în care $V_r = 5$ m/s. Pentru valori ale numărului Reynolds care depășesc valoarea critică, cercetările efectuate de L. Wootton, D. Buell și K. Nakagawa au arătat posibilitatea ca fenomenul de instabilitate a cilindrilor cu suprafața netedă să apară la valori sensibil mai mari ale vitezei reduse a vîntului ($V_r = 10 \ \ldots \ 20$ m/s).

Numărul Reynolds, Re, și viteza redusă a vîntului, V_r, sînt parametri esențiali în studiul dinamic al structurilor flexibile excitate de vîrtejuri. Uneori apare convenabil ca în locul celor doi parametri să se utilizeze un parametru combinat, și anume

$$\mathrm{Re}/V_r = (Vd/\mu)\rho(Nd/V) = Nd^2\rho/\mu = Nd^2/\nu, \qquad (160)$$

unde ρ, μ și ν au semnificația din paragraful 2.1.

Dacă se consideră viscozitatea cinematică pentru $t = 20°\mathrm{C}$, $\nu = 15 \times 10^{-6}\mathrm{m^2/s}$, rezultă $\mathrm{Re}/V_r = Nd^2/\nu = 67 \times 10^3 Nd^2$ [Hz m^2]; cu alte cuvinte parametrul combinat depinde numai de frecvența proprie și diametru, fiind deci independent de modul de vibrație al structurii.

În fig. 75 se prezintă comparativ, după D. Walshe și L. Wootton [224], răspunsurile dinamice după direcția vîntului și perpendicular pe aceasta, ale unui model cilindric (coș de fum) cu raportul $h/d = 10$, pentru $\mathrm{Re} = 10^5$.

Se poate observa prezența clară a unor vîrfuri de amplitudine după cele două direcții și influența amortizării interne a structurii, îndeosebi după direcția vîntului. Se remarcă de asemenea faptul că vîrful amplitudinilor după direcția vîntului apare la aproximativ jumătate din valoarea vitezei la care se produce creșterea bruscă a amplitudinilor după cealaltă direcție.

Turbulența și rugozitatea suprafeței afectează în mod deosebit natura forțelor aerodinamice care acționează asupra cilindrilor. Influența turbulenței este pusă în evidență în fig. 76 în care se dau

Scanned with OKEN Scanner

comparativ răspunsurile dinamice ale unui turn cu secțiune pătrată în mișcare laminară și turbulentă. Se poate observa caracterul complet diferit al răspunsului în mișcarea laminară și turbulentă, după direcția perpendiculară pe direcția vîntului : vîrful pronunțat

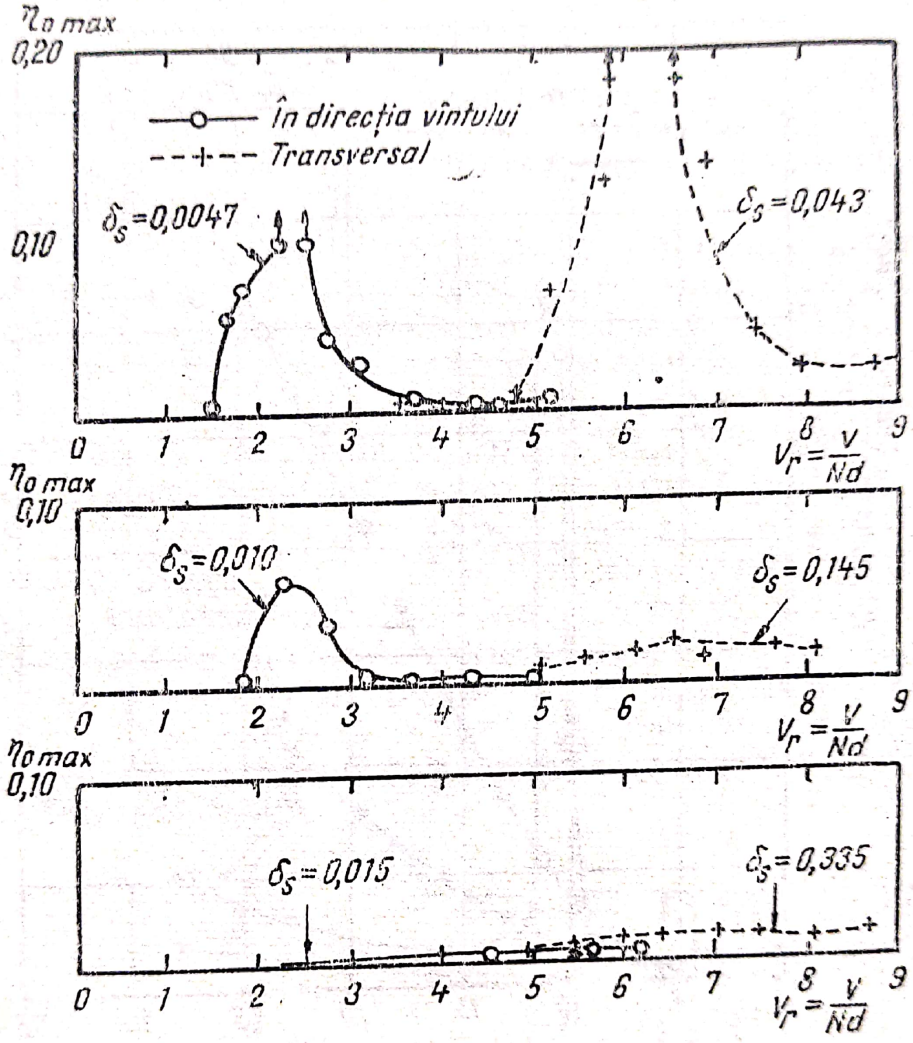


Fig. 75. Oscilațiile unui model de coș [224].

de rezonanță în mișcarea laminară nu mai apare în mișcarea turbulentă, în care răspunsul arată o creștere continuă a amplitudinilor în funcție de viteza redusă a vîntului.

Comportarea structurilor zvelte la acțiunea vîntului poate fi examinată pe modele în tunele aerodinamice. Măsurătorile pe modele pot fi de obicei efectuate pentru numere Reynolds mai mici decît cele care corespund structurilor reale cu înălțime mare executate în ultimul timp. În mod obișnuit încercările în tunel se fac pentru numere Reynolds $Re < 3{,}5 \times 10^6$ în timp ce structurile reale conduc în multe

cazuri la valori mai mari. Simularea condiţiilor reale prin sporirea numărului Reynolds în condiţii de tunel, la încercări pe modele mici, întîmpină dificultăţi. Aceste dificultăţi apar fie că se recurge la mărirea vitezei curentului de aer, fie că se apelează la fluide mai dense decît aerul (la presiunea atmosferică normală) pentru a se compensa

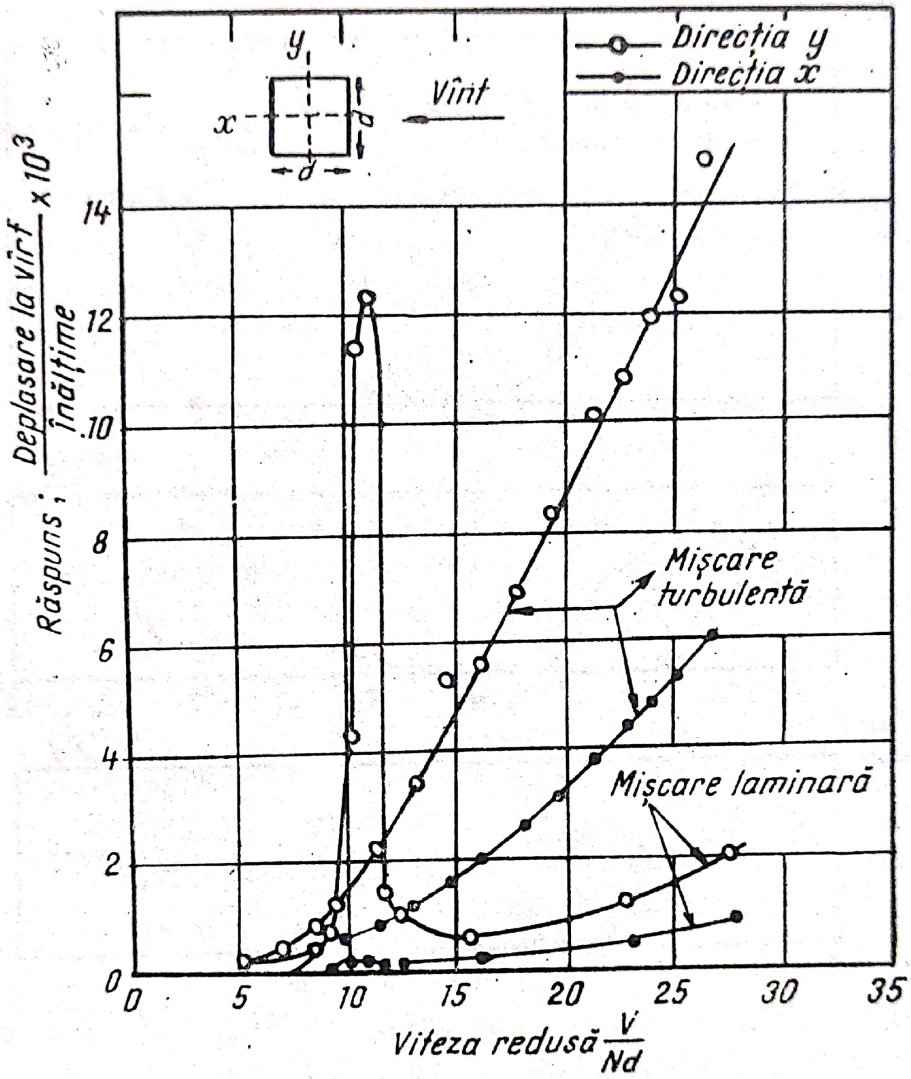


Fig. 76. Răspunsul unui turn cu secţiune pătrată în mişcarea laminară şi turbulentă a vîntului [194].

efectul reducerii dimensiunii secţiunii transversale. Adoptarea unor viteze mari ale curentului de aer conduce la introducerea unor efecte de compresibilitate care, în condiţile reale ale vitezelor cu care vîntul acţionează asupra construcţiilor, nu apar.

Vîrtejurile nu se produc în realitate simultan pe toată înălţimea structurii. În unele cazuri trebuie să se ţină seama şi de această posibilitate.

Scanned with OKEN Scanner

Forța de antrenare. Forța de antrenare care se produce în direcția vîntului, la trecerea acestuia peste o construcție tip turn poate fi exprimată prin

$$F_a = c_a \frac{\rho V^2}{2} A = c_a q A \tag{161}$$

în care c_a reprezintă coeficientul aerodinamic de antrenare, iar A aria proiecției turnului pe planul normal pe direcția vîntului. Ținînd seama de variația pe înălțime a vitezei vîntului, în relația (161) F_a se evaluează pe unitatea de înălțime (1 m).

Mărimea forței de antrenare depinde de forma geometrică a obiectului și în paragraful 2.1 au fost date valorile coeficientului c_a pentru diferite forme, în funcție de numărul Reynolds.

Deși forța de antrenare nu produce la structuri zvelte solicitări comparabile ca importanță cu cele produse de forța fluctuantă laterală F_p, examinată în continuare, studiul variației coeficientului de antrenare c_a prezintă interes deoarece furnizează indicații prețioase asupra diverselor regimuri de mișcare a aerului.

Pentru exemplificare, în fig. 77 se prezintă variația coeficientului de antrenare c_a în funcție de numărul Reynolds pentru structuri cilindrice cu secțiune circulară. Pentru $Re < 2 \times 10^5$, respectiv în zona subcritică a numărului Reynolds, c_a are valoare constantă ($c_a = 1{,}2$). Între 2×10^5 și 5×10^5, respectiv în zona de trecere de la valori subcritice la valori supercritice ale numărului Reynolds,

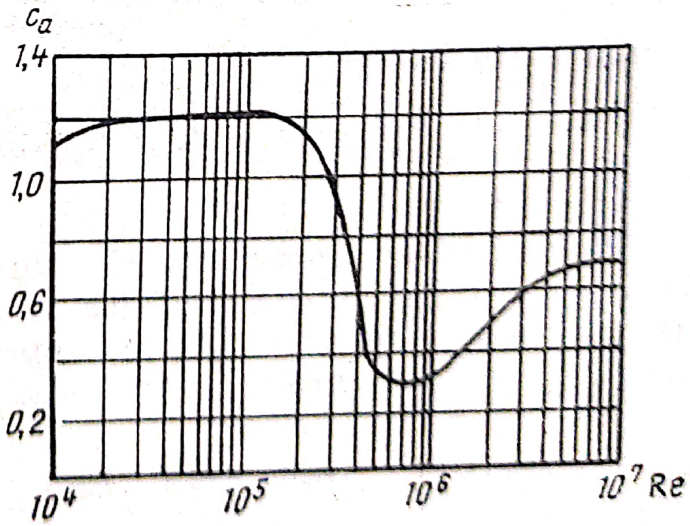


Fig. 77. Variația coeficientului aerodinamic de antrenare c_a în funcție de numărul Reynolds [220].

c_a scade brusc pînă la valoarea 0,3, păstrînd această valoare pînă la numărul Reynolds $Re = 10^6$. Între 10^6 și $3{,}5 \times 10^6$, c_a crește pînă la valoarea 0,7 devenind din nou constant în zona transcritică respectiv pentru $Re > 3{,}5 \times 10^6$.

Scanned with OKEN Scanner

Mărimea coeficientului de antrenare c_a se determină prin încercări pe modele cu forme asemănătoare structurii analizate şi cu acelaşi număr Reynolds. Valorile din diferite prescripţii sînt date în paragraful 2.4.4.

De fapt, coeficientul de antrenare c_a nu este constant pe toată înălţimea structurii. Măsurătorile efectuate pe structuri cilindrice de tipul coşurilor de fum au arătat că valorile acestuia sînt sensibil mai mari la vîrf decît în partea inferioară.

Forţa fluctuantă laterală datorită vîrtejurilor. Formarea vîrtejurilor Kármán în zona de silaj, la trecerea aerului peste un cilindru, conduce la modificarea distribuţiei presiunilor pe suprafaţa acestuia şi ca urmare, la apariţia unei forţe fluctuante laterale F_p.

Pentru construcţii cilindrice cu secţiune circulară (coşuri de fum, turnuri etc.) supuse acţiunii unui vînt uniform, laminar, la valori subcritice ale numărului Reynolds, forţa fluctuantă laterală poate fi exprimată prin relaţia

$$F_p(t) = c_p \frac{1}{2} \rho V^2 A \sin \omega^t \tag{162}$$

în care $\omega = 2\pi f$ este frecvenţa circulară iar c_p coeficientul aerodinamic al forţei laterale (coeficientul de portanţă).

Exprimînd frecvenţa de formare a vîrtejurilor, f, în funcţie de numărul Strouhal Sh

$$f = \mathrm{Sh} V/d, \quad \omega = 2\pi \mathrm{Sh} V/d$$

relaţia (162) devine

$$F_p(t) = c_p \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \sin (2\pi\, \mathrm{Sh}\, V/d \cdot t). \tag{163}$$

Pentru valori supercritice ale numărului Reynolds, forţa fluctuantă $F_p(t)$ capătă un caracter aleator şi definirea ei necesită o analiză pe baze statistice, cu utilizarea reprezentărilor spectrale. În aceste condiţii, valoarea medie pătratică a forţei fluctuante se exprimă

$$\overline{F}_p^2 = \overline{c}_p^2 \left(\frac{1}{2} \rho V^2 A \right)^2 \int_0^\infty F(\mathrm{Sh})\, \mathrm{dSh} \tag{164}$$

unde pentru $\overline{F}_p$ maxim se ia

$$\int_0^\infty F(\mathrm{Sh})\ \mathrm{dSh} = 1.$$

Scanned with OKEN Scanner

Pentru determinarea experimentală a forţei fluctuante laterale la valori supercritice ale numărului Reynolds, C. Fung [81] a efectuat o serie de măsurători pe cilindri ficşi sau cu oscilaţii forţate şi a obţinut pentru coeficientul forţei laterale exprimat prin valoarea medie

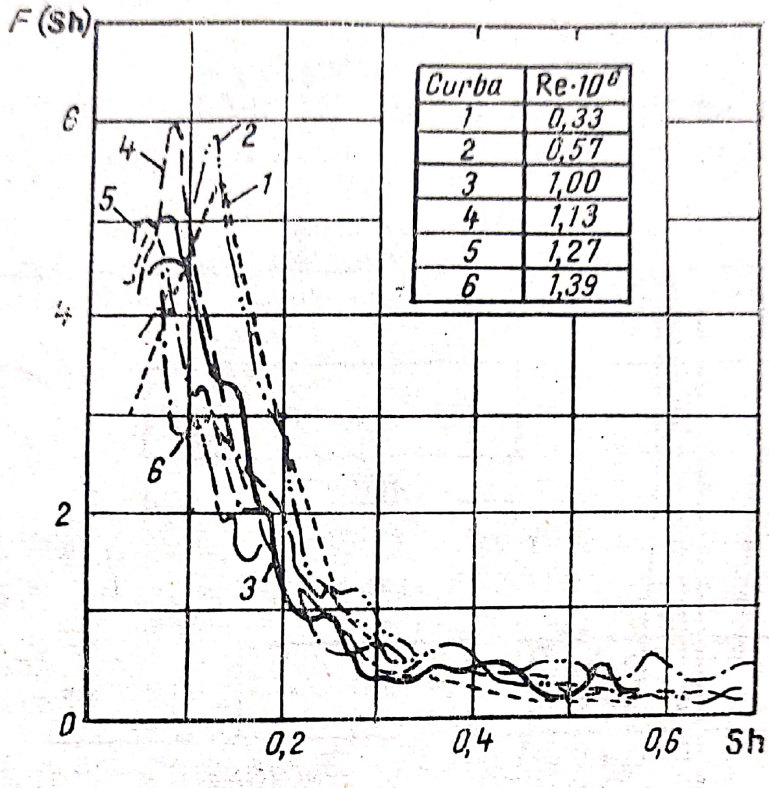


Fig. 78. Curbe F (Sh) în funcţie de numărul Strouhal pentru diferite valori ale numărului Reynolds (după C. Fung).

pătratică $\sqrt{\overline{c_p^2}} = 0{,}14$ iar pentru densitatea spectrală F(Sh), la diferite valori ale numărului Reynolds, curbele din fig. 78.

Se observă că pentru $\mathrm{Re} > 8 \times 10^5$ curbele F(Sh) sînt practic independente de numărul Reynolds. Pentru $\mathrm{Re} < 8 \times 10^5$ curbele F(Sh) prezintă un maxim pentru $\mathrm{Sh} \approx 0{,}15$.

Spectrul de putere al forţei fluctuante stabilit de C. Fung cu $\sqrt{\overline{c_p^2}} = 0{,}14$ este reprezentat în fig. 79 în care s-a trasat şi curba de referinţă $\overline{c_p^2}\, F$(Sh).

Mişcarea structurii influenţează sensibil valoarea forţei fluctuante îndeosebi în zona valorilor supercritice ale numărului Reynolds. Pentru amplitudini Δ foarte mici la vîrf ($\Delta/d < 1/100$) creşterea valorii forţei fluctuante poate fi exprimată printr-o lege liniară:

$$c_p = c_{p,st}(1 + K\Delta/d) \qquad (165)$$

în care c_p reprezintă coeficientul forței laterale la oscilații cu amplitudinea Δ, iar $c_{p,st}$ același coeficient pentru cilindrul fix ; d este diametrul turnului.

Pentru determinarea constantei K s-au efectuat studii experimentale folosindu-se două căi pentru controlarea mișcării :

— utilizarea unui excitator ;

— modificarea amortizării structurii.

La valori subcritice ale numărului Reynolds, R. Bishop și A. Hasan au obținut o creștere neînsemnată a forței fluctuante. La Re = 6 000

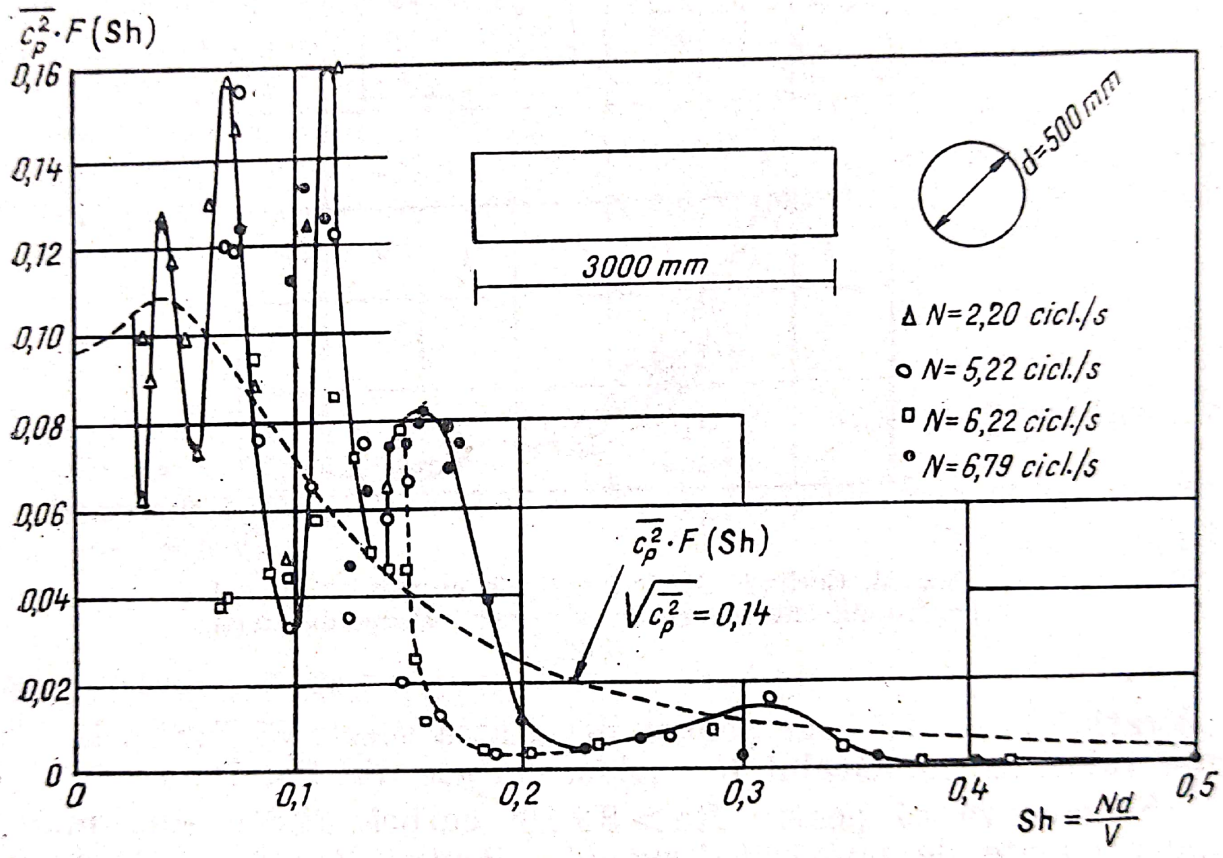


Fig. 79. Curbele $\overline{c_p^2}\ F(Sh)$ obținute de C. Fung.

constanta K a rezultat cu valoarea $K = 2,25$. Pentru valori supercritice ale numărului Reynolds, la care forța fluctuantă are un caracter pronunțat aleator, C. Fung nu a găsit o creștere semnificativă a forței fluctuante. În schimb, măsurătorile efectuate de J. Cincotta, G. Jokes și R. Walker în zona transcritică a numerelor Reynolds (Re = 6... ...18,2 $\times 10^6$), în care forța fluctuantă are un caracter mixt atît aleator cît și periodic, au arătat creșteri deosebit de importante ale acestei forțe cu amplitudinea, constanta K ajungînd la valoarea $K = 47$.

Scanned with OKEN Scanner

Sînt interesante cercetările experimentale efectuate de K. Nakagawa în tunelul de 3,5 m diametru la Universitatea Osaka (Japonia). Cilindrul încercat a fost executat din aluminiu, cu diametrul de 0,5 m, lungimea de 2 m, suspendat orizontal cu ajutorul a două grinzi în consolă. Frecvențele naturale ale sistemului au fost variate prin schimbarea grinzilor de suspensie (fig. 80, *a*). Oscilațiile verticale ale cilindrului au fost provocate de un vînt cu viteza maximă de 50 m/s și intensitatea turbulenței 15%.

K. Nakagawa [150] a determinat spectrul de putere al forței fluctuante laterale, măsurînd amplitudinile oscilațiilor y la diferite viteze pentru numere Reynolds cuprinse între $1{,}5 \times 10^5$ și $1{,}5 \times 10^6$ (supercritice); media pătratică a deplasărilor, $\overline{y}^2$, este:

$$\overline{y}^2 = \frac{1}{8}\frac{d}{V}\left(\frac{1}{2}\rho V^2 A\right)^2 \cdot \overline{c}_p^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n M^2 \omega_n^3} F(\mathrm{Sh}) \tag{166}$$

în care β_n este factorul critic de amortizare și ω_n frecvența circulară, ambele în modul n. S-a considerat [150]

$$\beta_n = \delta/2\pi + 0{,}00008\ V^2 \tag{167}$$

primul termen reprezentînd amortizarea structurii iar cel de al doilea amortizarea aerodinamică. M este masa întregului turn.

Cu ajutorul valorilor măsurate y^2, s-a determinat spectrul de putere $\overline{c}_p^2 F(\mathrm{Sh})$. Pentru simplificare, în loc de a măsura direct cantitățile $\overline{y}^2$, s-a folosit amplitudinea maximă Y_{max} care se poate exprima

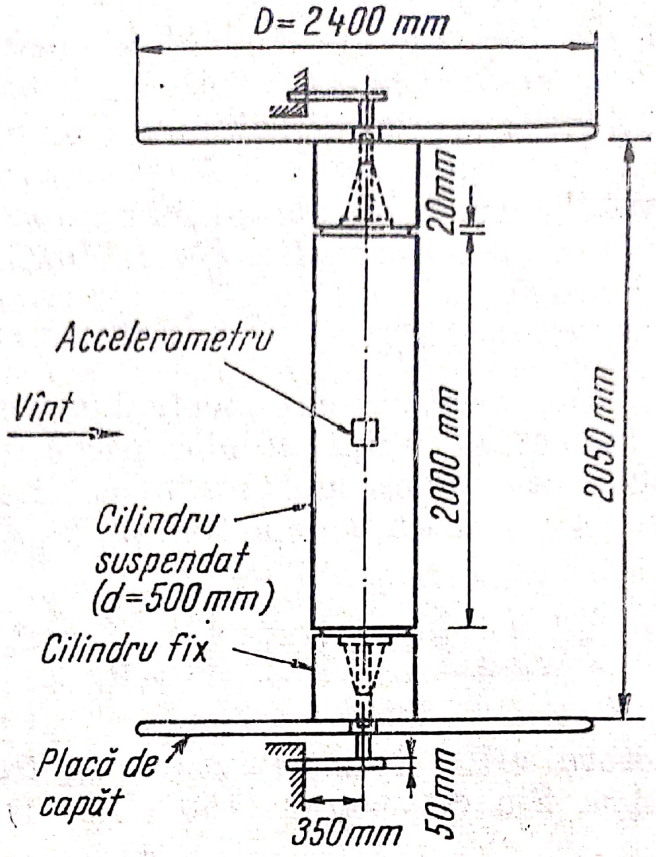
$$Y_{max} = \alpha \sqrt{\overline{y}^2} \quad \text{cu} \quad \alpha = \sqrt{3}. \tag{168}$$

În felul acesta, pentru modul fundamental de vibrație ($n = 1$), rezultă

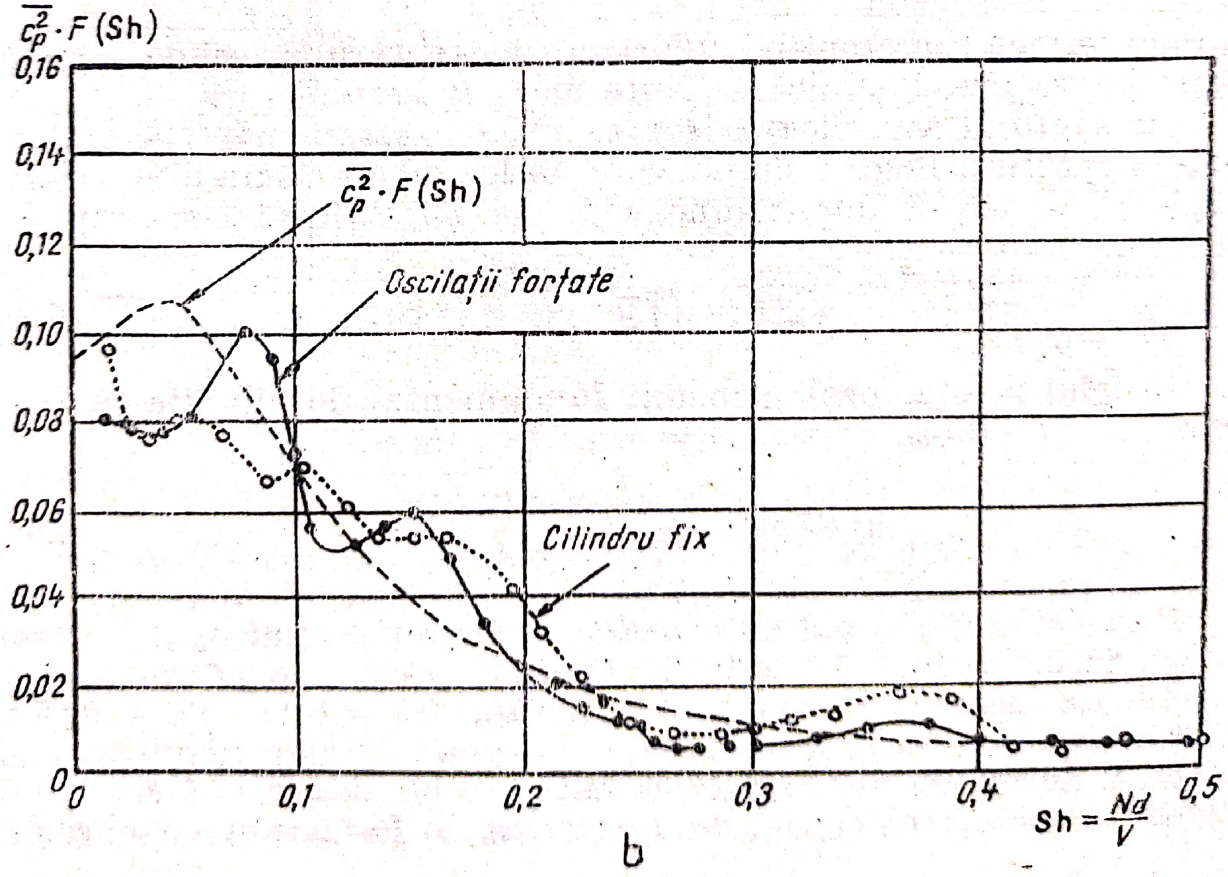
$$\overline{c}_p^2 F(\mathrm{Sh}) = \frac{4}{3\pi}\left(\frac{m\omega_1^2 Y_{max}}{qA}\right)^2 \frac{\beta_1}{\mathrm{Sh}}. \tag{169}$$

Curbele $\overline{c}_p^2 F(\mathrm{Sh})$ obținute pentru diferite frecvențe sînt arătate în fig. 80, *b*. Se observă o serie de vîrfuri în spectrul de putere al forței fluctuante pentru $\mathrm{Sh} = 0{,}3$, $\mathrm{Sh} = 0{,}15$, $\mathrm{Sh} = 0{,}11$, $\mathrm{Sh} = 0{,}075$, spre deosebire de ceea ce se întîmplă în zona valorilor subcritice cînd spectrul de putere al forței fluctuante are un singur vîrf dominant pentru $\mathrm{Sh} = 0{,}2$ corespunzînd frecvenței de formare a vîrtejurilor.

Scanned with OKEN Scanner



a



b

Fig. 80. Cercetări experimentale efectuate de K. Nakagawa:
a – modelul; *b* – curbele $\overline{c}_p^2 F(Sh)$.

Dacă se compară spectrul de putere al forței fluctuante obținut de K. Nakagawa cu cel obținut de C. Fung, se observă că la cel de al doilea spectru vîrfurile sînt mai puțin pronunțate; pentru cilindrul fix ele devin neînsemnate.

C. Scruton [194, 195] exprimă forța fluctuantă laterală produsă de acțiunea virtejurilor în condițiile unui vînt uniform, staționar, prin expresia generală

$$F_p(t) = H_a z + K_a \dot{z}. \tag{170}$$

în care: $z = z_0 e^{i\omega t}$ z_0 fiind amplitudinea oscilațiilor iar ω frecvența circulară;

H_a este coeficientul forței aerodinamice în concordanță de fază cu mișcarea;

K_a — coeficientul forței aerodinamice defazat față de mișcare;

$\dot{z} = dz/dt$.

Componenta forței aerodinamice $H_a z$ este neglijabilă ca valoare și ca urmare mișcarea oscilatorie a aerului datorită dezvoltării vîrtejurilor Kármán se produce la frecvența proprie de vibrație a structurii. Componenta $K_a \dot{z}$ este o forță de amortizare aerodinamică; ea reprezintă contribuția aerodinamică la amortizarea generală și ca urmare se însumează cu amortizarea pozitivă a structurii.

Exprimînd z, H_a și K_a în forma adimensională

$$\eta = z/d; \quad h_a = H_a/\rho d^2 N^2; \quad k_a = K_a/\rho d^2 N^2 \tag{171}$$

și folosind viteza redusă $V_r = V/Nd$, expresia (170) devine

$$F_p(t) = \rho V^2 d \frac{1}{V_r^2} (h_a + i2\pi k_a)\eta. \tag{172}$$

Valorile h_a și k_a depind de forma aerodinamică, de viteza redusă a vîntului, de amplitudinea relativă $\eta_0 = z_0/d$ și de numărul Reynolds.

Dacă se admite pentru forța oscilatorie aerodinamică $F_p(t)$ o variație sinusoidală, oscilațiile structurii apar la viteze ale vîntului la care k_a este negativ și numeric mai mare decît coeficientul de amortizare al structurii k_s. Amortizarea aerodinamică negativă — k_a constituie o excitație aerodinamică. Valorile ambilor coeficienți depind de valoarea amplitudinii.

Amplitudinile oscilațiilor nu pot crește la valori foarte mari, în cazul structurilor reale datorită neliniarităților. Energia intro-

Scanned with OKEN Scanner

dusă de vînt devine egală cu energia disipată şi mişcarea se produce sub forma unei oscilaţii libere fără amortizare în regim permanent pentru $k_a + k_s = 0$.

Cei doi coeficienţi de amortizare k_a şi k_s pot fi exprimaţi, utilizînd decrementul logaritmic al oscilaţiilor (δ_a respectiv δ_s)

$$k_a = 2M\delta_a/\rho d^2, \qquad k_s = 2M\delta_s/\rho d^2 \tag{173}$$

unde M este masa echivalentă pe unitatea de lungime a unei structuri ipotetice cu secţiune constantă şi masă uniform distribuită avînd aceeaşi frecvenţă proprie cu structura considerată. M poate fi calculat cu expresia

$$M = \frac{\int_0^1 mf^2(\xi)\mathrm{d}\xi}{\int_0^1 f^2(\xi)\,\mathrm{d}\xi} \tag{174}$$

în care: M este masa pe unitatea de lungime;
$f(\xi)$ — ecuaţia deformatei structurii pentru un anumit mod de vibraţie;
ξ — raportul între înălţimea de turn x în dreptul căreia se măsoară deplasarea orizontală şi înălţimea totală a turnului h.

Pentru modul fundamental de vibraţie poate fi acceptată pentru deformată forma parabolică

$$f(\xi) = \xi^2 = (x/h)^2$$

şi prin urmare

$$M = \frac{\int_0^1 m\left(\frac{x}{h}\right)^4 \mathrm{d}x}{\int_0^1 \left(\frac{x}{h}\right)^4 \mathrm{d}x} = \frac{5\int_0^1 mx^4\mathrm{d}x}{h^5}. \tag{175}$$

Dacă se consideră masele $m_1, m_2, \ldots, m_n$ acţionînd într-un număr de puncte n pe înălţimea structurii $h_1, h_2, \ldots, h_n$

$$M = \frac{5\Sigma m_n h_n^4}{h^5}. \tag{176}$$

În fig. 81 se prezintă variaţia excitaţiei aerodinamice ($-k_a$) în funcţie de viteza redusă V_r la un cilindru cu secţiunea circulară

Scanned with OKEN Scanner

pentru $\eta_0 = 0{,}011$ și $\mathrm{Re} = 1{,}2 \times 10^5$. Valoarea maximă a lui $-k_a$ se produce pentru $V_r = 5$. Pentru valori $4 > V_r > 9{,}5$ excitația devine negativă. Valoarea $V_r = 5$ reprezintă viteza critică a vîntului la care se produce fenomenul de rezonanță între frecvența de formare a vîrtejurilor și frecvența proprie a structurii.

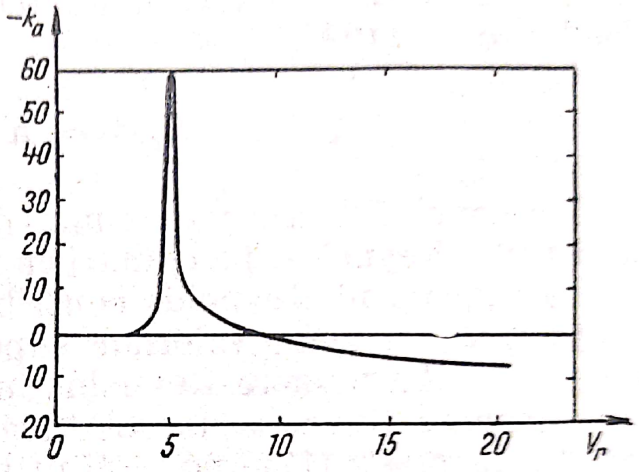


Fig. 81. Variația coeficientului $(-k_a)$ în funcție de viteza redusă V_r la un cilindru cu secțiune circulară [195].

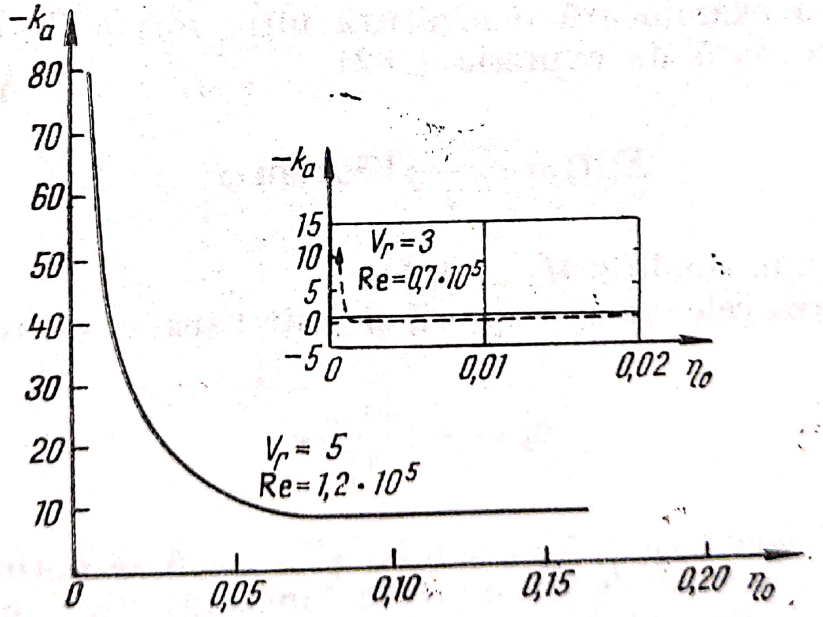


Fig. 82. Variația coeficientului $(-k_a)$ în funcție de coeficientul η_0 la un cilindru cu secțiune circulară ($V_r = 3$ și $V_r = 5$) [195].

În fig. 82 se prezintă variația excitației aerodinamice $(-k_a)$ în funcție de η_0 la un cilindru cu secțiune circulară, pentru $V_r = 5$ și $\mathrm{Re} = 1{,}2 \times 10^5$ și pentru $V_r = 3$ și $\mathrm{Re} = 0{,}7 \times 10^5$. Pentru prima diagramă se poate scrie $-k_a \eta_0 = 0{,}55$. La valori mici ale lui η_0 (0,01) excitația aerodinamică $-k_a$ capătă valori foarte mari. În cea de

Scanned with OKEN Scanner

a doua diagramă se observă că excitaţia aerodinamică $-k_a$ ia valori mari numai pentru mărimi foarte mici ale lui η_0 (0,001). În felul acesta amortizarea aerodinamică devine o excitaţie la amplitudini foarte mici ale mişcării sau chiar la cilindrul fix, adică la valori ale amplitudinilor cu semnificaţie practică.

W. Reed extinde expresia dată de C. Scruton pentru forţa fluctuantă laterală introducînd un termen cu caracter aleator $L(t)$. În felul acesta [194],

$$F_p(t) = K_a \dot{z} + L(t). \tag{177}$$

Termenul $L(t)$ are valori mai mari sau mai mici după valoarea numărului Reynolds. La cilindri cu secţiunea circulară, în zona subcritică a numărului Reynolds contribuţia termenului $L(t)$ este redusă, în timp ce în zona valorilor supercritice această contribuţie este însemnată. La numere Reynolds mari, unde caracterul de periodicitate reapare (în zona transcritică) contribuţia termenului $L(t)$ se reduce. Expresia (177) poate fi utilizată, de asemenea, la exprimarea forţei fluctuante în vînt turbulent.

C. Scruton examinează o legătură între forma de exprimare a forţei laterale dată de expresia (162)

$$F_p(t) = c_p \frac{1}{2} \rho V^2 A \sin \omega t$$

şi forma (171), în condiţia $H_a = 0$.

Din egalarea celor două expresii şi ţinînd seama de relaţiile (171) se obţine

$$c_p = -\frac{4\pi k_a \eta_0}{V_r^2}. \tag{178}$$

Dacă se înlocuieşte $-k_a \eta_0 = 0{,}55$ şi $V_r = 5$ se obţine $c_p = 0{,}27$ valoare care corespunde rezultatului măsurătorilor efectuate de C. Fung pentru $\mathrm{Re} = 10^5$.

Din examinarea expresiei forţei laterale fluctuante şi a coeficientului c_p se poate constata o largă împrăştiere a valorilor obţinute sau recomandate de diverşi autori. Această situaţie, care nu este îmbucurătoare pentru proiectare, este pusă în evidenţă în fig. 83, după Novak.

2.3.1.4. Oscilaţii autoexcitate (galopare). Oscilaţiile autoexcitate au amplitudini sensibil mai mari decît oscilaţiile forţate produse de vîrtejuri.

Scanned with OKEN Scanner

În general, acest tip de instabilitate apare sub acțiunea vîntului la structuri zvelte cu secțiunea transversală de formă pătrată sau poligonală. Termenul de „galopare" utilizat pentru prima dată de Den Hartog pentru mișcarea oscilatorie cu amplitudini mari a firelor electrice acoperite cu chiciură supuse acțiunii vîntului este folosit, pe baza analogiei mecanismului de producere a fenomenului, și pentru mișcarea oscilatorie autoexcitată a structurilor zvelte cu secțiuni transversale aerodinamic instabile.

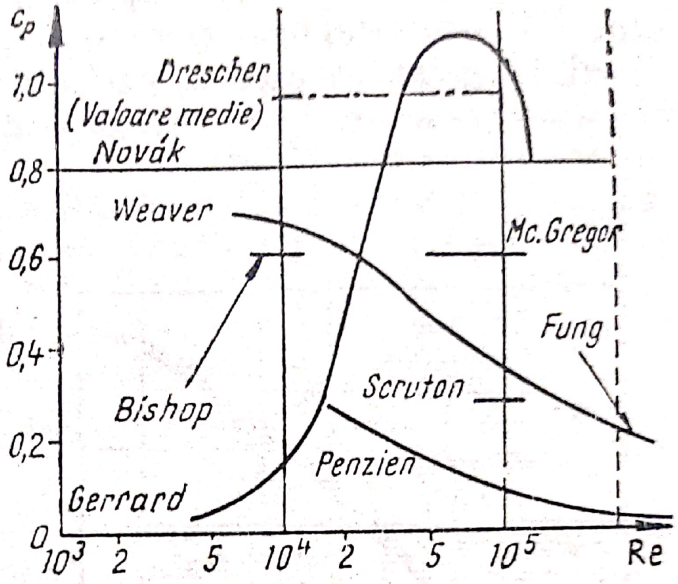


Fig. 83. Coeficientul forței laterale c_p. [163].

Producerea oscilațiilor autoexcitate la turnuri cu secțiune pătrată este explicată în fig. 84. Structura fiind fixă și vîntul acționînd normal pe fața *1—4*, distribuția sucțiunilor pe cele două fețe laterale *1—2* și *3—4* este asemănătoare. Dacă structura se

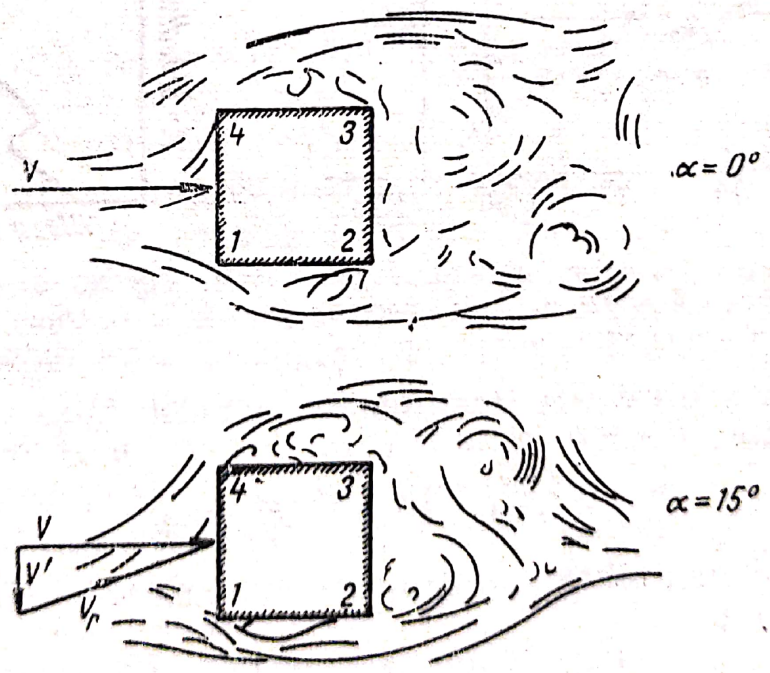


Fig. 84. Producerea oscilațiilor autoexcitate la turnuri cu secțiune pătrată.

deplasează cu viteza V' în direcție normală pe direcția vîntului, viteza rezultantă în raport cu structura devine V_{rel} iar unghiul de

Scanned with OKEN Scanner

incidență α. Sucțiunea pe fața *1—2* va fi mai mare decît pe fața *3—4* ceea ce va produce apariția unei componente în sensul mișcării structurii.

Această situație se produce la unghiuri de incidență mici; dacă valoarea unghiului α crește peste o anumită limită, fața *1—2* va fi supusă la o presiune cu efect stabilizator (de amortizare a mișcării). Rezultă așadar că efectul excitant al vîntului este condiționat de mișcarea structurii și încetează o dată cu aceasta.

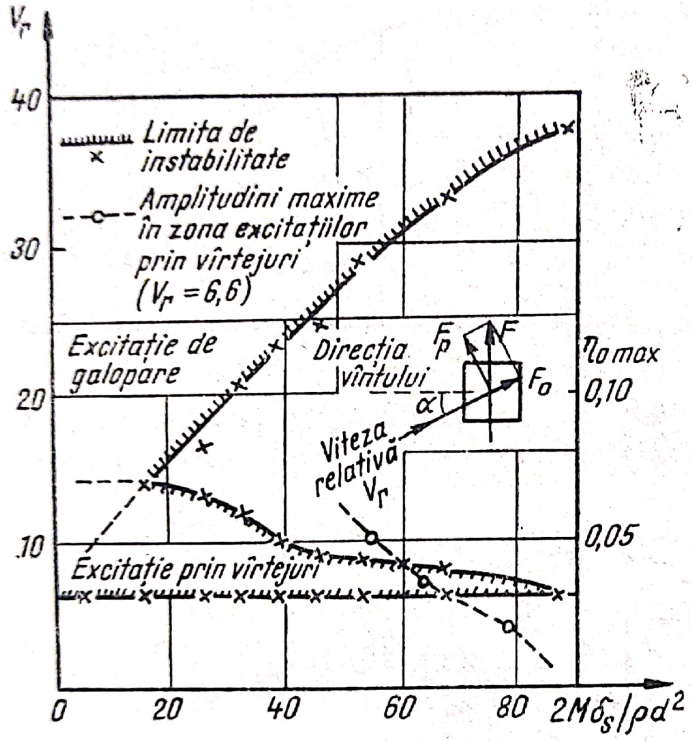


Fig. 85. Stabilitatea aerodinamică a unei prisme lungi cu secțiune pătrată cu o față normală pe direcția vîntului.

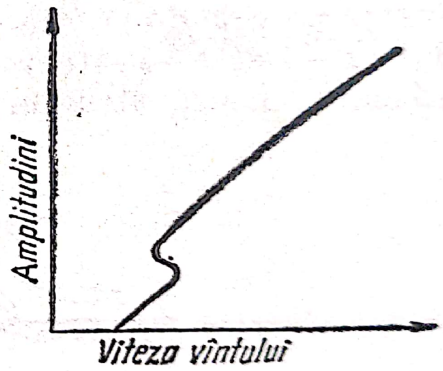


Fig. 86. Răspunsul unui turn cu secțiune pătrată în mișcarea autoexcitată [194].

Componenta forței aerodinamice totale normală pe direcția vîntului în plan orizontal devine

$$F = F_p \cos\alpha + F_a \sin\alpha \tag{179}$$

iar condiția de instabilitate, obținută prin derivare, în ipoteza unghiului α foarte mic

$$dF_p/d\alpha + F_a < 0. \tag{180}$$

În fig. 85 se prezintă după C. Scruton [194] diagrama de stabilitate pentru o prismă cu secțiunea pătrată într-o mișcare bidimen-

sională. Se observă două regiuni de instabilitate : o zonă corespunzătoare oscilațiilor produse de vîrtejuri și o zonă de instabilitate care corespunde unor viteze critice variind practic liniar cu creșterea amortizării structurale. Alura răspunsului unei structuri cu secțiune pătrată în mișcarea autoexcitată este arătată în fig. 86.

2.3.1.5. **Vibrația structurii în secțiune transversală.** Vibrația structurii în secțiune transversală se poate produce ca în fig. 87. Acest tip de vibrație apare mai rar. Fenomenul de rezonanță pentru asemenea vibrații se produce în cazul în care frecvența proprie de vibrație a unui inel coincide cu frecvența de formare a vîrtejurilor. Dacă se notează cu N_a frecvența proprie a modului fundamental de vibrație a secțiunii inelare în planul său și f frecvența vîrtejurilor, se poate scrie la rezonanță [220]

$$N_a = 2f \quad \text{și} \quad \mathrm{Sh} = N_a d/2V$$

Pentru coșuri metalice cu grosimea peretelui e (mm) și diametrul d (m), frecvența N_a se poate calcula cu formula [220]

$$N_a = 2{,}53\ e/d^2 \ \text{[cicl./s]}.$$

Pentru a evita rezonanța simultană a structurii și a secțiunii transversale se recomandă să se evite ca $N_a/2$ să fie apropiat ca valoare de N, unde N este frecvența oscilațiilor de încovoiere.

2.3.1.6. **Acțiunea vîntului la structuri zvelte învecinate.** În cazul în care o structură zveltă se găsește în zona de silaj a unei alte structuri învecinate, efectul dinamic al vîntului se modifică. Frecvența de producere a vîrtejurilor la turnuri învecinate este diferită de cea corespunzătoare unui turn izolat și o dată cu aceasta se modifică și răspunsul structurilor. O explicație exactă a fenomenului este dificilă, însă cei mai mulți autori recomandă evitarea amplasărilor prea apropiate și efectuarea de studii pe modele.

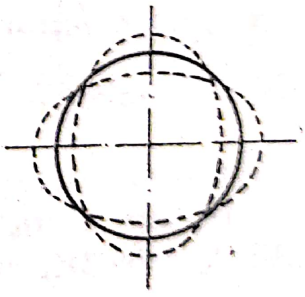


Fig. 87. Vibrația inelară la turnul cilindric cu secțiunea circulară.

2.3.1.7. **Măsuri de prevenire a fenomenelor de instabilitate la turnuri și coșuri de fum.** Pentru prevenirea fenomenelor de instabilitate la construcții zvelte de tipul turnurilor coșurilor de fum etc. se pot aplica diferite metode. După modul în care se acționează, metodele respective pot fi grupate astfel [224]:

Scanned with OKEN Scanner

— metode bazate pe creşterea valorii vitezei critice a vîntului astfel încît aceasta să fie mai mare decît viteza probabilă a vîntului;

— metode care fac posibilă reducerea amplitudinilor în răspunsul dinamic al structurii prin creşterea energiei absorbite, sporind masa sau amortizarea internă;

— metode bazate pe modificarea profilului structurii în vederea reducerii forţelor aerodinamice.

Metode bazate pe creşterea valorii vitezei critice a vîntului. Viteza critică a vîntului pentru structuri tip turn depinde de frecvenţa oscilaţiilor proprii, dimensiunea transversală şi numărul Strouhal. Pentru structuri cilindrice cu secţiune circulară $V_{cr} = 5\ Nd$. Există deci posibilitatea de a mări valoarea vitezei critice, sporind frecvenţa proprie a structurii, N, sau dimensiunea secţiunii transversale, d.

Sporirea dimensiunilor în secţiune transversală reprezintă metoda cea mai simplă şi eficace deoarece conduce la creşterea ambilor parametri. La structuri înalte, însă, viteza critică a vîntului are de multe ori valori foarte coborîte (5—15 m/s). În acest caz o sporire a valorii parametrilor N şi d care să conducă la creşterea suficient de mare a vitezei critice, peste valoarea vitezei maxime probabile a vîntului, este de multe ori dificilă.

Mărirea frecvenţei naturale N, fără modificarea dimensiunilor în secţiune transversală, poate fi obţinută prin majorarea rigidităţii, folosind rigidizări interioare sau exterioare.

Metode bazate pe creşterea energiei absorbite. Deoarece amplitudinile oscilaţiilor pentru o anumită valoare a lui V_r depind de $\frac{M\rho}{d^3}$ şi δ adică de cantităţi care caracterizează absorbţia de energie a structurii, o creştere a uneia dintre aceste două mărimi va reduce amplitudinile mişcării oscilatorii produse de acţiunea vîrtejurilor sau de rafale.

O creştere a masei structurii poate produce o reducere a frecvenţei proprii şi deci a vitezei critice a vîntului la acţiunea vîrtejurilor Kármán, V_{cr}. Reducerea frecvenţelor corespunzătoare modului fundamental de vibraţie ar fi posibilă dacă masa structurii ar creşte spre vîrf. Aceasta ar crea inconveniente pentru cel de al doilea mod de vibraţie, în care frecvenţa oscilaţiilor proprii se micşorează, mărind astfel posibilitatea producerii fenomenelor de instabilitate. Ar fi deci indicat ca masa să fie sporită în zona nodului superior al celui de-al

Scanned with OKEN Scanner

doilea mod de vibraţie şi în felul acesta frecvenţa respectivă a oscilaţiilor să rămînă neafectată.

Pentru sporirea amortizării se pot utiliza o serie de dispozitive detaliate în lucrare [224].

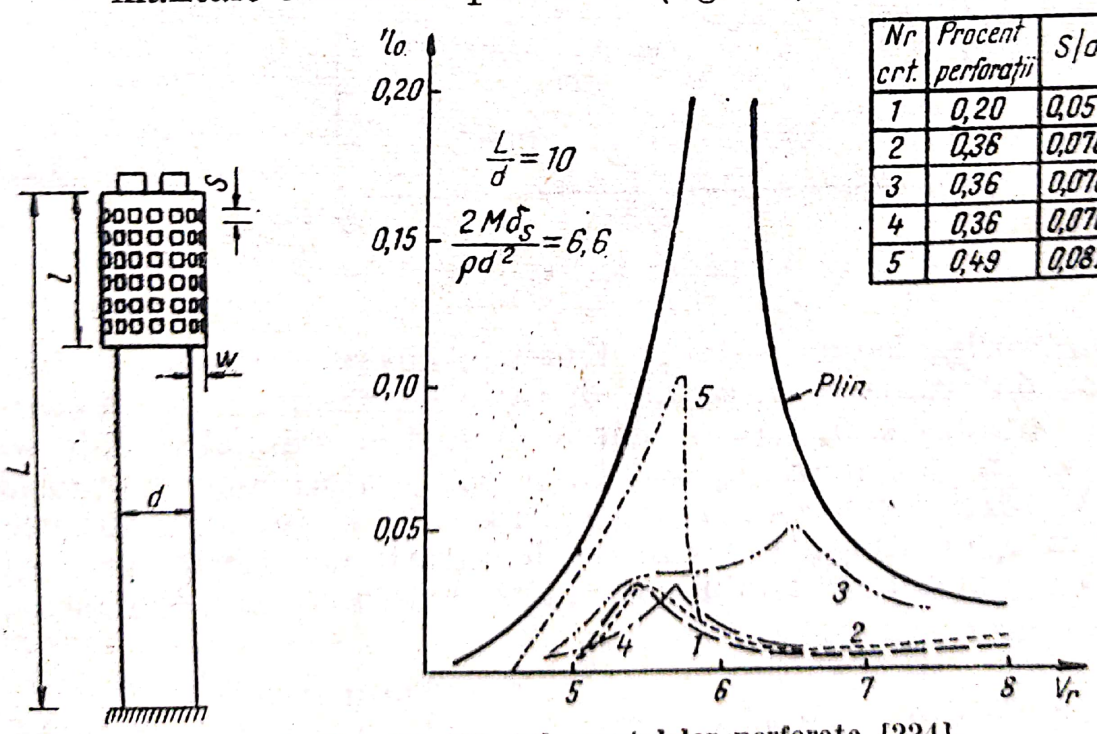
Metode bazate pe modificarea profilului structurii. Pentru prevenirea oscilaţiilor mari produse de vîrtejurile Kármán se folosesc dispozitive aerodinamice, şi anume :

— cabluri şi aripioare elicoidale, fixate la partea exterioară a coşurilor (fig. 88). Cel mai eficace sistem se poate obţine folosind trei aripi subţiri elicoidale, rectangulare, cu pasul 5 d, ieşind faţă de suprafaţa cilindrului cu 0,10—0,12 d. Aripile se pot aşeza de asemenea la distanţă de suprafaţa cilindrului (la 0,005 d).

Fig. 88. Aripioare helicoidale.

Pentru a preveni fenomenele de instabilitate la frecvenţa corespunzătoare modului fundamental de vibraţie, este suficient ca aripioarele să se fixeze numai în treimea superioară. Aripioarele cu profil rectangular sînt mai eficace decît cele cu profil rotunjit sau circular ;

— mantale cilindrice perforate (fig. 89). In-



Nr crt.	Procent perforaţii	s/d	l/L	w/d
1	0,20	0,052	0,25	0,117
2	0,36	0,070	0,25	0,117
3	0,36	0,070	0,125	0,117
4	0,36	0,070	0,25	0,059
5	0,49	0,081	0,25	0,117

Fig. 89. Efectul mantalelor perforate [224].

vestigaţiile făcute de D. Walshe au arătat rezultatele favorabile pentru mantale perforate cu lungimea de 20—36% din înălţimea

cilindrului, aşezate la distanţa de 0,12 d. Efectul diferitelor tipuri de mantale privind comportarea la acţiunea vîrtejurilor este evidenţiat în aceeaşi figură.

Mantalele perforate prezintă unele avantaje faţă de dispozitivele cu aripi elicoidale realizînd coeficienţi de antrenare c_a cu valori mai

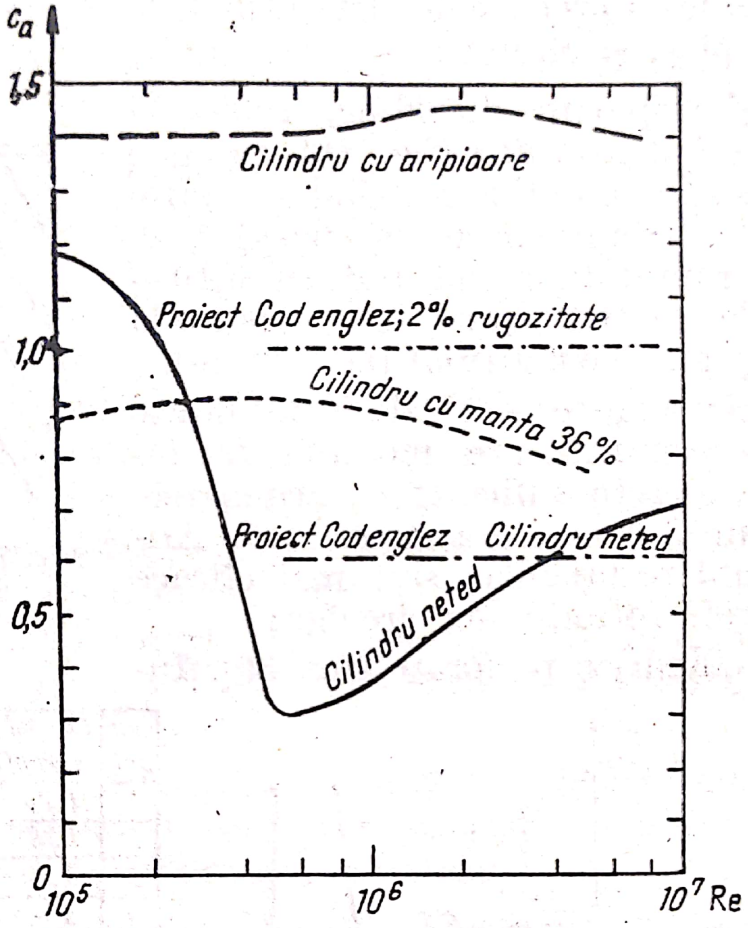


Fig. 90. Coeficientul c_a [224].

mici. Măsurătorile efectuate de B. Knell la coşuri înalte cu manta perforată au dat valoarea $c_a = 0{,}9$, în timp ce alte măsurători efectuate de C. Cowdrey şi J. Lawes pentru cilindri cu aripi elicoidale au condus la valori mai mari ($c_a = 1{,}4$). Aceste valori au fost practic constante la diferite numere Reynolds. În fig. 90 se prezintă valorile coeficientului c_a în situaţiile examinate de autorii menţionaţi, precum şi valorile din propunerea noului cod englez privind acest coeficient.

2.3.2. CLĂDIRI ÎNALTE

2.3.2.1. **Consideraţii generale.** Dezvoltarea urbană în condiţiile specifice societăţii moderne a condus la realizarea de clădiri cu înălţimi din ce în ce mai mari.

Scanned with OKEN Scanner

Primele clădiri cu peste 20 etaje s-au construit în primii ani ai secolului XX. După cel de-al doilea război mondial clădiri cu peste 20 etaje au apărut în aproape toate centrele mari urbane ale lumii.

Din punct de vedere ingineresc o clădire înaltă nu poate fi astfel apreciată numai după numărul de niveluri; în literatura de specialitate noțiunea este asociată cu necesitatea de evaluare în calculul structurii a efectelor vîntului, cutremurului și variațiilor de temperatură exterioară, și legat de aceasta de respectarea unor criterii specifice de proiectare cum sînt:

— rigiditatea și ductilitatea structurii la acțiuni orizontale (vînt, cutremur);

— condiționarea reciprocă a rezolvărilor funcționale, structurale și de instalații;

— raportul între înălțimea totală a clădirii și dimensiunile secțiunii transversale etc.

În momentul de față structurile din beton armat au putut fi utilizate pentru clădiri de birouri sau de locuit pînă la înălțimi de peste 200 m; cîteva realizări remarcabile sînt următoarele:

— One Shell Plaza, Houston, 50 niveluri, 217 m, 1971;
— Lake Point Tower, Chicago, 70 niveluri, 197 m, 1968;
— Place Victoria Building, Montreal, 48 niveluri, 192 m;
— Australia Tower, Sidney, 51 niveluri, 182 m, 1967;
— Lake Shore Plaza, Chicago, 65 niveluri, 181 m;
— Marina City, Chicago, 65 niveluri, 178 m 1963.

Structurile metalice permit performanțe și mai spectaculoase, depășind în unele cazuri 100 niveluri și 400 m; de exemplu:

— Sears, Chicago, 442 m, în construcție;
— World Trade Center, New York, 110 niveluri, 411 m, 1970;
— John Hancock Center, Chicago, 100 niveluri, 336 m, 1968.

Proiectarea cît mai economică a acestor clădiri foarte înalte a fost unul din factorii esențiali care au determinat progresul cunoștințelor inginerești despre structura vîntului și efectele lui pe clădiri. Aceasta deoarece, pe de o parte, asemenea zgîrie-nori s-au construit în zone neseismice, în care solicitarea fundamentală orizontală este vîntul, iar pe de altă parte, încărcarea din vînt conduce la sporirea consumului de materiale în structură și implicit la creșterea costului. La clădiri cu peste 60 etaje după F. Kahn [124], efectul vîntului dublează costul structurii de rezistență (fig. 91).

2.3.2.2. **Spectre de răspuns pentru acțiunea vîntului.** Un mijloc sintetic de analiză a comportării unei structuri în regim dinamic îl reprezintă conceptul de spectru de răspuns. În cazul acțiunii vîntului, acesta este o reprezentare grafică a răspunsului maxim al unui oscila-

Scanned with OKEN Scanner

tor liniar simplu supus încărcării exterioare din vînt, în funcţie de frecvenţa sa proprie de vibraţie.

O schiţă pentru spectrul de răspuns la vînt a fost propusă în lucrarea [158] de Newmark şi Haal (fig. 92). În ordonată este dat impulsul

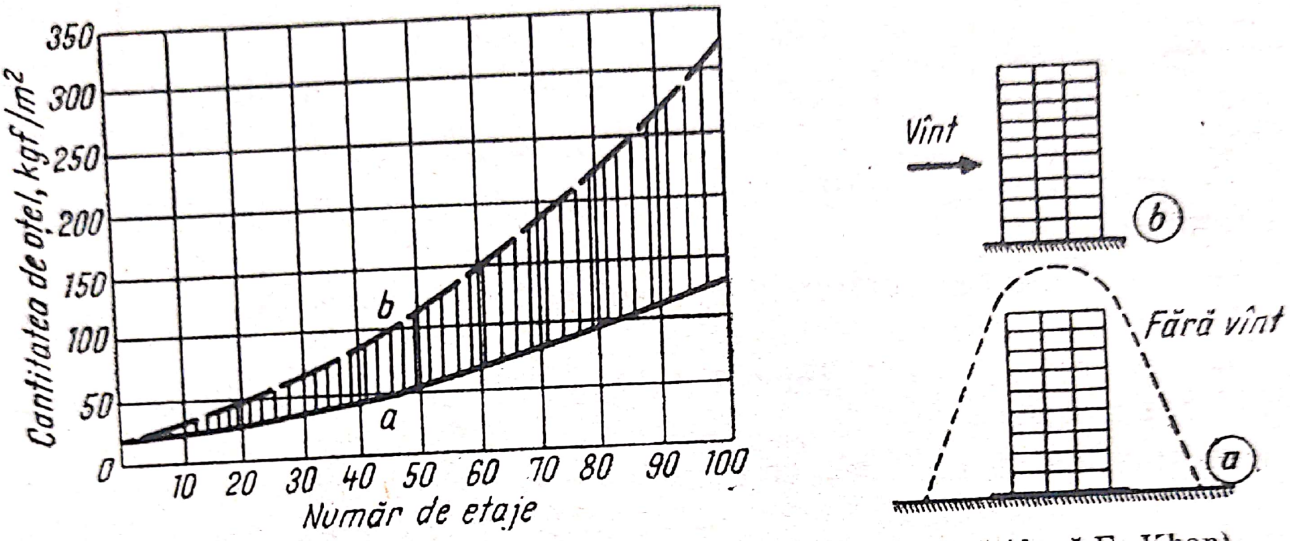


Fig. 91. Efectul vîntului pe clădiri înalte cu structură metalică (după F. Khan).

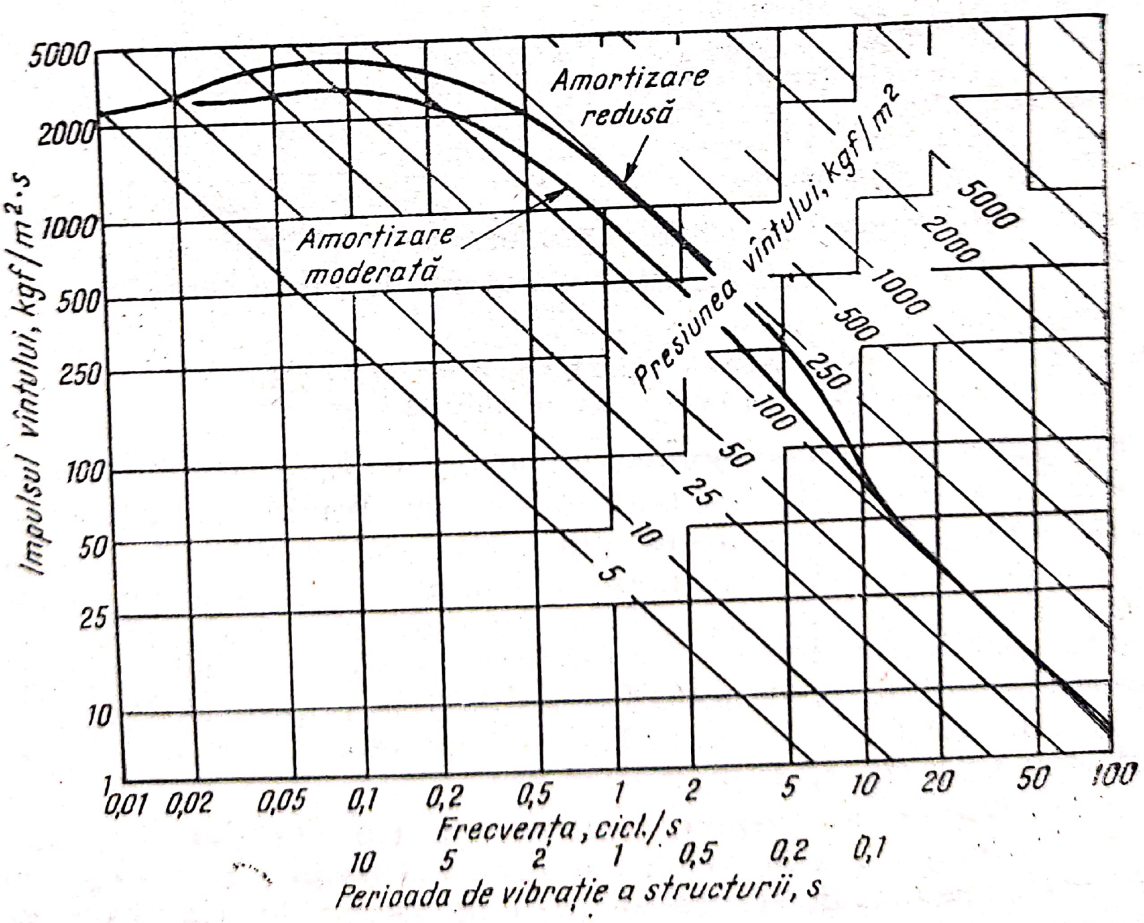


Fig. 92. Schiţă pentru spectrul de răspuns la vînt (după Newmark şi Haal).

Scanned with OKEN Scanner

acțiunii exterioare, în abscisă frecvența oscilatorului, iar pe diagonală, presiunea vîntului; spectrul conține și efectul amortizării interne a sistemului.

Pentru frecvențe înalte (respectiv perioade proprii de vibrație mici) presiunea vîntului pe sistem tinde spre o valoare asimptotică corespunzătoare intensității maxime a încărcării exterioare. Pentru frecvențe joase (respectiv perioade proprii de vibrație mari) presiunea vîntului pe sistem se micșorează, fără însă să tindă spre o limită asimptotică. Pentru frecvențe cuprinse între situațiile extreme menționate mai înainte, variația presiunilor exterioare cu frecvența sistemului este redusă și efectul este mai mare la sisteme cu amortizare internă mică.

Spectrul descris se referă la comportarea la vînt în domeniul elastic al sistemului dinamic schematizat prin oscilator. Comportarea inelastică pentru sarcini din vînt nu micșorează răspunsul structurii așa cum se întîmplă în cazul cutremurelor, cînd trecerea structurii dincolo de limita elastică de comportare atrage după sine reducerea forțelor seismice, aceasta deoarece cantitatea de energie absorbită depinde de intensitatea forței din vînt și de capacitatea internă de absorbție a structurii, caracterizată de mărimea amortizării. În domeniul curent de frecvențe ale construcțiilor, de exemplu la 0,5—5 cicl./s ($T = 0{,}2 \ldots 2$ s), presiunea (respectiv forța din vînt) este constantă (v. fig. 92).

Spectrul de răspuns se definește pentru un sistem cu un singur grad de libertate, dar aplicarea sa se poate extinde și la sisteme cu mai multe grade de libertate dinamică. Spectrul de răspuns dă astfel o reprezentare complexă în studiul dinamic al structurilor la acțiunea vîntului.

Pentru calcule practice de proiectare acțiunea dinamică a vîntului asupra construcțiilor se apreciază prin metode simplificate care constau în majorarea presiunii dinamice, determinată pe baza presiunii medii, printr-un coeficient de răspuns. Acest coeficient ține seama atît de proprietățile dinamice ale structurii (perioada proprie de vibrație, coeficient de amortizare) cît și de caracteristicile spațiale ale turbulenței vîntului.

La pct. 2.4.5 se prezintă metodele de calcul dinamic după Barnstein, Davenport, Schlaich etc. care stau la baza prescripțiilor sau a practicii actuale în proiectare.

2.3.2.3. **Criterii de exploatare normală și confort.** Supuse acțiunii rafalelor, clădirile înalte răspund prin vibrații, cu amplitudini mai mari sau mai mici, în funcție de rigiditate, masă și amortizare. În

Scanned with OKEN Scanner

fig. 93 se arată după A. Davenport variaţia în timp a deplasărilor orizontale datorite acţiunii vîntului, pentru două tipuri de clădiri înalte : rigidă şi flexibilă. Caracterul fluctuaţiei deplasărilor orizontale în jurul valorii medii şi acceleraţia mişcării pot afecta condiţiile de confort ale ocupanţilor. Deplasările laterale fluctuante repre-

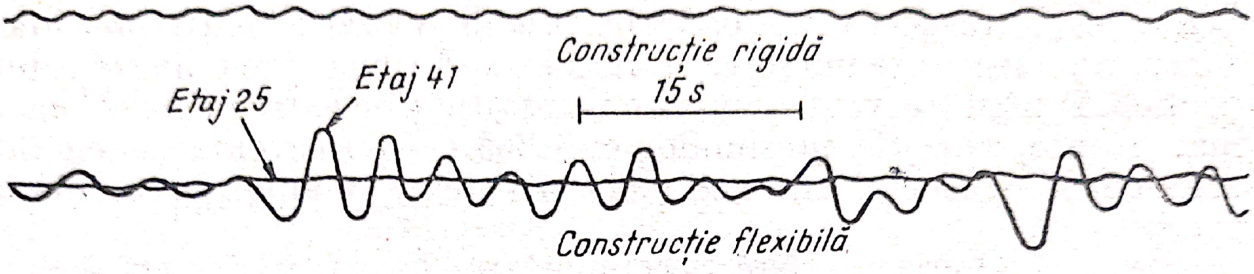


Fig. 93. Deplasări la vînt pentru construcţii rigide şi flexibile [59].

zintă o componentă a deplasării laterale totale a clădirii şi se produc sub acţiunea componentei variabile, tip rafală, a vitezei vîntului. De exemplu, la Empire State Building, J. Rathbun a calculat pentru viteza vîntului de circa 130 km/h o deplasare medie la vîrf de 16,5 cm şi faţă de aceasta o deplasare fluctuantă cu amplitudinea $\pm$ 9,1 cm ; cu alte cuvinte, deplasarea maximă la vîrf a rezultat de 16,5 + 9,1 = = 25,6 cm.

Valoarea deplasărilor orizontale sub acţiunea vîntului depinde în ultima instanţă de rigiditatea laterală a construcţiei. Din acest motiv procesul de proiectare al unei clădiri înalte presupune cu necesitate criteriul rigidităţii laterale. Deoarece valori exagerate ale deplasărilor relative de nivel, sau a deplasării totale la vîrf, pot conduce la efecte nefavorabile privind : transmiterea forţelor gravitaţionale, fisurarea sau degradarea elementelor nestructurale (pereţi despărţitori, geamuri etc.), confortul ocupanţilor etc., în proiectare valorile maxime ale deplasărilor se limitează. Astfel,

ACI Committee 435 [10] recomandă următoarele valori, stabilite din condiţia de a evita degradarea elementelor nestructurale prin deformaţii excesive (fig. 94) :

— deplasarea maximă admisibilă la vîrf, la construcţii etajate în cadre sau cu diafragme, $\Delta_{max} = 0{,}002\ H$, H fiind înălţimea totală a structurii ;

— deplasarea relativă de nivel admisibilă, măsurată conform fig. 94, $\Delta_{max} = 3{,}8$ mm.

Comitetul pentru seismologie al Asociaţiei inginerilor de structuri din California S.E.A.O.C. (1959) recomandă :

— la structuri cu mai puţin de 13 niveluri şi cu raportul înălţime/lăţime mai mic de 2,5 verificarea deplasărilor laterale nu este necesară;

— la celelalte tipuri de structuri deplasarea maximă admisibilă la vîrf, sub acţiunea vîntului se limitează la 0,0025 H.

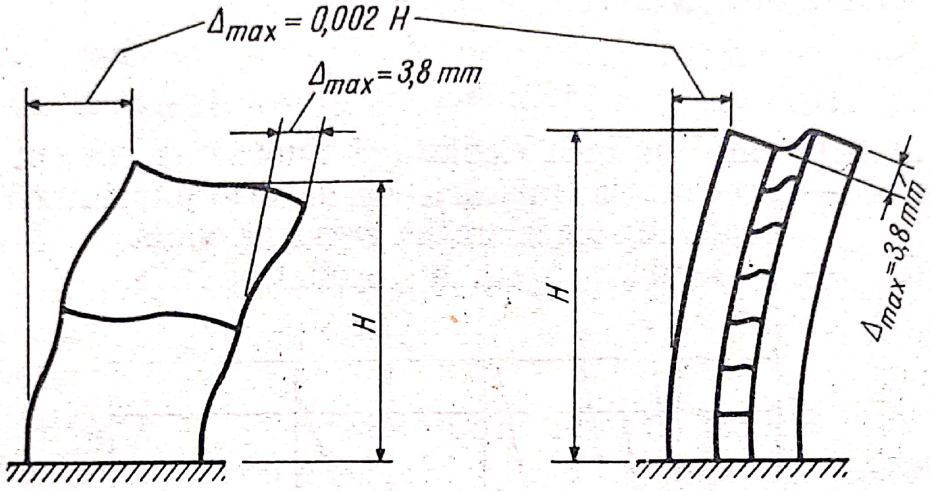


Fig. 94. Deformaţii laterale admisibile pentru clădiri înalte (ACI Committee 435).

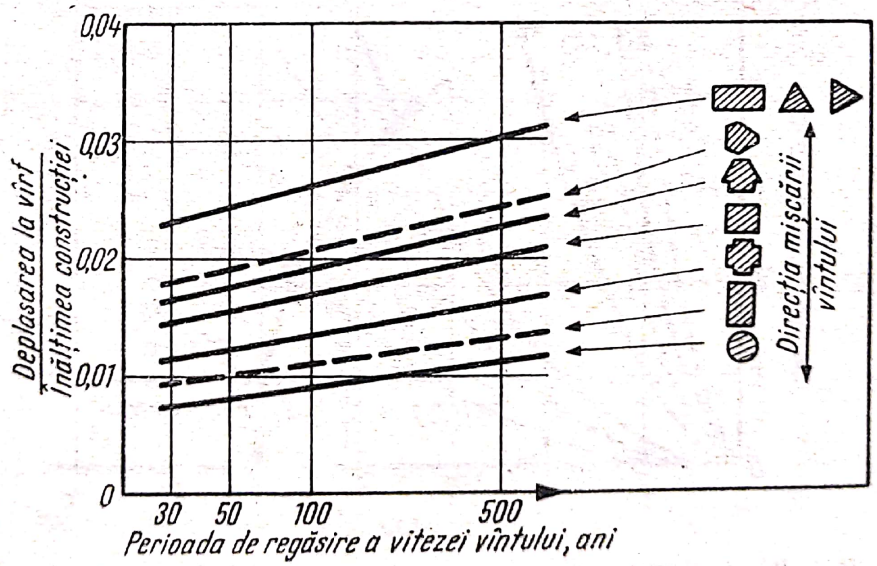


Fig. 95. Efectul secţiunii transversale asupra deplasării din vînt la vîrful construcţiei [54].

Deplasările laterale ale clădirilor înalte depind de forma secţiunii transversale. În fig. 95 se prezintă comparat efectul secţiunii transversale asupra săgeţii maxime la vînt pentru clădiri cu arie egală (în plan) şi aceeaşi înălţime, rigiditate şi factor critic de amortizare.

Scanned with OKEN Scanner

Sub acţiunea rafalelor sau a vîrtejurilor Kármán, în funcţie de caracteristicile lor dinamice şi aerodinamice, clădirile înalte pot să oscileze afectînd condiţiile de confort ale ocupanţilor la anumite valori ale parametrilor mişcării : amplitudini şi acceleraţii.

Fu-Kuei Chang [80] propune pentru determinarea amplitudinii deplasării fluctuante o expresie de forma

$$A = 25\ nT^2 \tag{181}$$

în care : A este amplitudinea deplasării fluctuante, în cm ;
n — acceleraţia mişcării oscilatorii exprimată în procente din acceleraţia gravitaţională ;
T — perioada proprie de oscilaţie, în s.

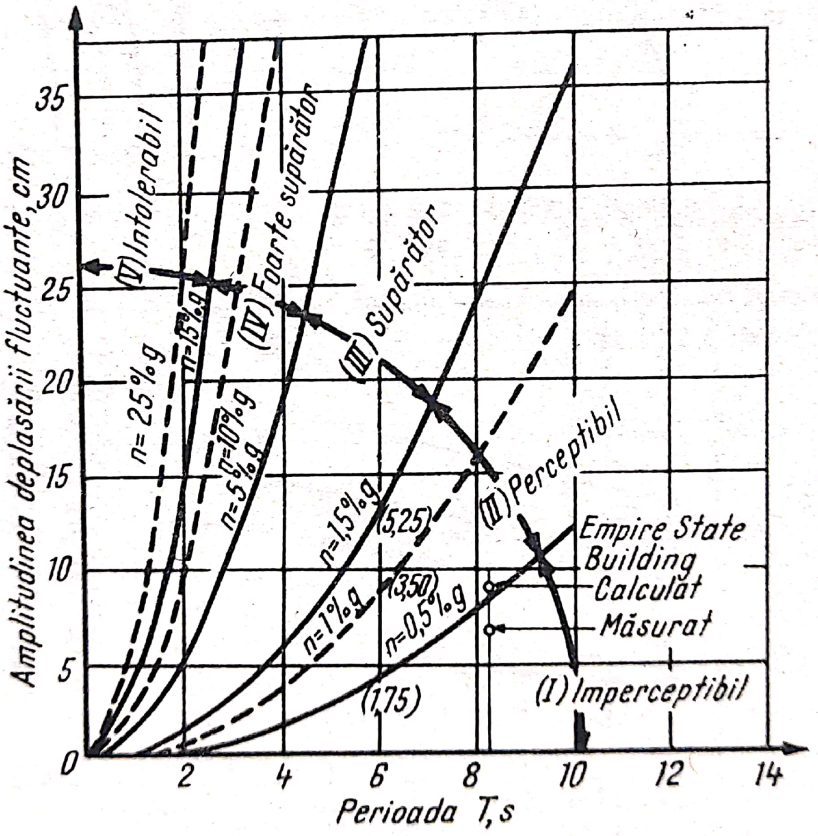


Fig. 96. Criteriu de confort pentru oscilaţii din vînt [80].

În funcţie de valoarea n limitele de confort se apreciază astfel [80] :

$n < 0{,}5\,\%$	— imperceptibil
$0{,}5\,\% < n < 1{,}5\,\%$	— perceptibil
$1{,}5\,\% < n < 5\,\%$	— supărător
$5\,\% < n < 15\,\%$	— foarte supărător
$15\,\% < n$	— intolerabil.

Ecuaţia (181) este reprezentată grafic pentru diferite valori ale lui n în fig. 96 în care sînt marcate valori pentru Empire State

Building cu 102 etaje ($T = 8{,}5$ s). Valorile situează comportarea construcției la limita imperceptibil-perceptibil, ceea ce corespunde cu experiența practică a locatarilor.

Oscilațiile clădirilor înalte la acțiunea rafalelor constituie un caz tipic de mărimi aleatoare. Prin urmare, proprietățile lor trebuie analizate statistic utilizînd conceptul de probabilitate. O asemenea tratare este folosită de L. E. Robertson în lucrarea [188].

În fine, se menționează că perioadele de regăsire ale vitezelor vîntului pentru verificarea condițiilor de confort se aleg mai mici decît cele folosite pentru evaluarea presiunilor dinamice (în general 10 ani și chiar 2 ani, în funcție de natura construcției).

2.3.2.4. **Încercări în tuneluri aerodinamice și pe construcții reale.** Acțiunea vîntului asupra construcțiilor poate fi simulată în tuneluri aerodinamice.

Primele încercări pe modele de clădiri în tuneluri aerodinamice au fost efectuate de Irminger și Nokkentved în anul 1893. Ele au fost continuate la începutul secolului actual pentru profile și grinzi cu zăbrele de Eiffel, Pradtl și Flachsbart. În momentul de față asemenea încercări sînt folosite în întreaga lume și sînt indispensabile pentru cunoașterea comportării la vînt a construcțiilor.

Tunelurile aerodinamice permit determinarea coeficienților aerodinamici, precum și a efectelor dinamice la structuri flexibile, construcții cu forme sau amplasamente speciale etc.

Unele dificultăți privind simularea acțiunii vîntului natural pe construcțiile reale prin mișcarea aerului asupra modelelor din tunel sînt următoarele:

— reproducerea în condiții de tunel a numărului Reynolds corespunzător situației din natură;
— simularea rugozității terenului natural;
— modelarea profilului pe înălțime a vîntului;
— simularea turbulenței aerului natural.

Asemenea dificultăți limitează o cunoaștere deplină a efectelor vîntului și explică în parte dispersia valorilor coeficienților aerodinamici acceptați în prescripțiile din diferite țări.

În consecință, modelarea aerodinamică în tuneluri este o problemă complexă, iar rezultatele sale depind de corectitudinea criteriilor de similitudine (implicit de calitățile tehnice ale tunelului) și în mare măsură de experiența cercetătorului.

Scanned with OKEN Scanner

Trebuie remarcat însă că tunelurile moderne specializate pentru încercări de construcții din U.R.S.S., S.U.A., Canada, Franța, Japonia etc., pot simula condiții de rugozitate, turbulență, profil de viteză etc. prin tratamentul aplicat pe fețele tunelului (în special pe fața de jos), prin lungirea tunelului etc.

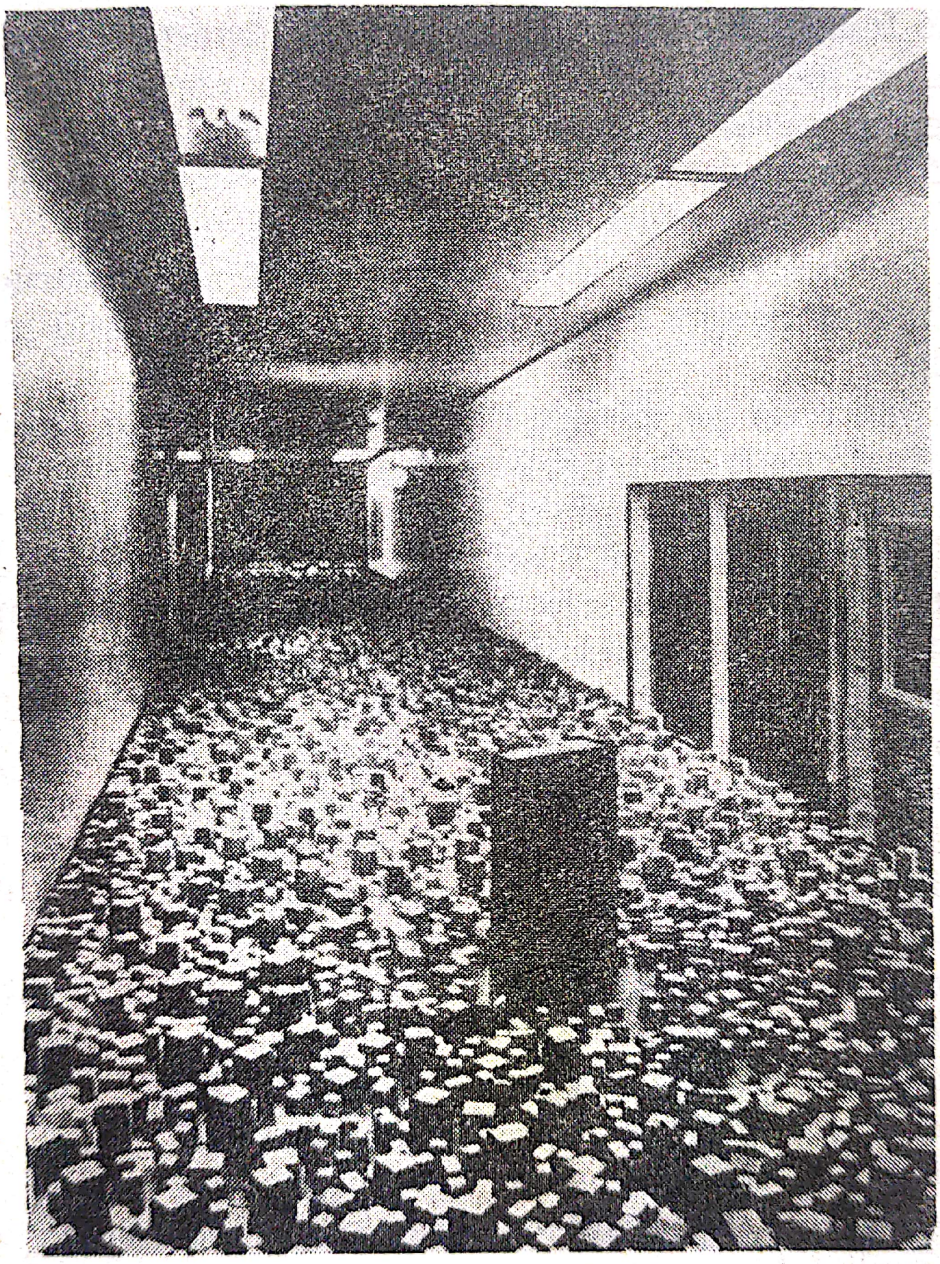


Fig. 97. Tunelul aerodinamic al Universității din Ontario.

Figura 97 înfățișează o vedere generală a tunelului Universității din Ontario (Canada) folosit de A. G. Davenport (lungimea 24 m, lățimea 2,40 m, înălțimea 1,65 m la intrare și 2,25 m la ieșire).

Scanned with OKEN Scanner

Măsurătorile efectuate pentru clădiri înalte în tuneluri aerodinamice au permis determinarea distribuției presiunilor pe înălțime și în secțiuni transversale pentru diferite unghiuri de incidență ale vîntului față de construcții și în diferite condiții de microrelief (urban sau natural). Asemenea măsurători sînt în mod deosebit necesare pentru clădiri la care încărcarea din vînt are o pondere deosebită în alcătuirea și dimensionarea structurii.

În fig. 98 se prezintă rezultatele măsurătorilor efectuate în tunelul Institutului de mecanică aplicată (I.M.A.) pe macheta blocului de

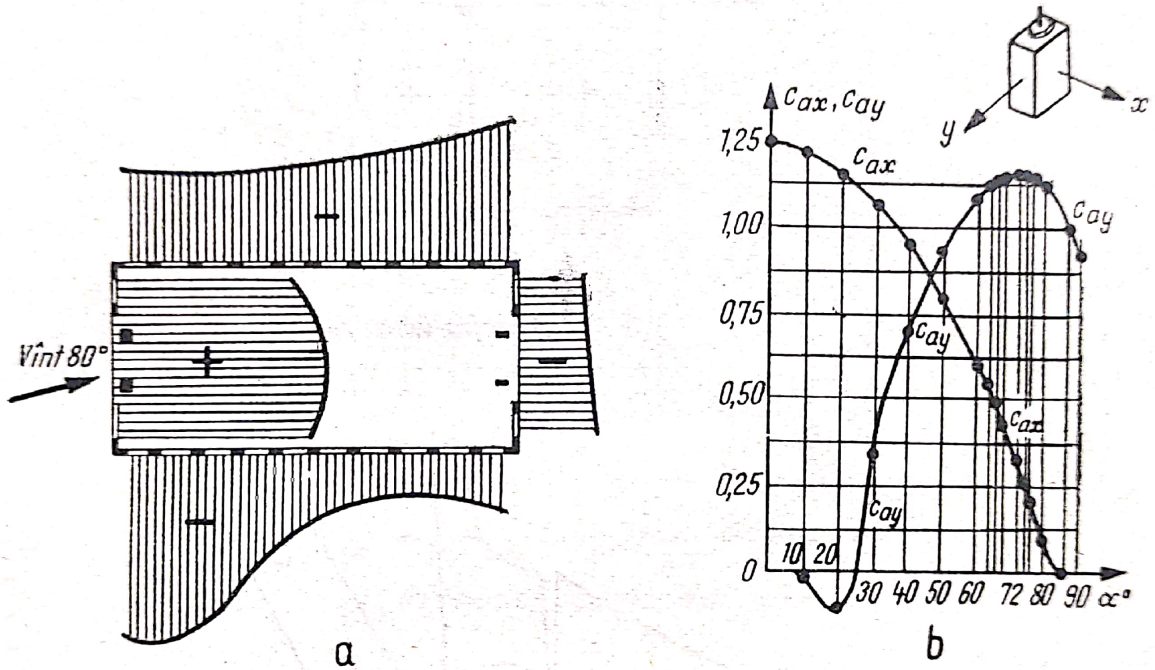


Fig. 98. Măsurători aerodinamice efectuate în tunel pentru clădirea redacției din Centrul de televiziune, București [172]:
a — distribuția presiunilor la cota +14,70; *b* — variația coeficienților aerodinamici cu unghiul de incidență.

redacție din Centrul de televiziune București (clădire cu 13 niveluri). Se arată distribuția presiunilor la cota +14,70 m pentru unghiul de incidență 80° (fig. 98, *a*) și variația coeficienților de antrenare c_{ax} și c_{ay} în funcție de unghiul de incidență (fig. 98, *b*). Proiectarea complexă a clădirii corpului redacțional TV care suportă antene de emisie-recepție (cu restricții severe de transmisie a imaginii) sub aspect teoretic, experimental de analiză și conformare structurală a fost efectuată de ing. T. Popp și ing. I. Ciorănescu și este descrisă detaliat în lucrarea [172]. Concluziile teoretice și experimentale ale acestei analize au fost extinse și folosite și la alte clădiri multietajate amplasate pe litoralul Mării Negre (Hotelul Afrodita).

Scanned with OKEN Scanner

Implicațiile formei secțiunii transversale asupra distribuției presiunilor este ilustrată în fig. 99 pentru clădirea Pirelli din Milano, încercată în tunel de L. Finzi și L. Pàris. Distribuția presiunilor pentru vînt oblic marchează o excentricitate pronunțată a rezultantei

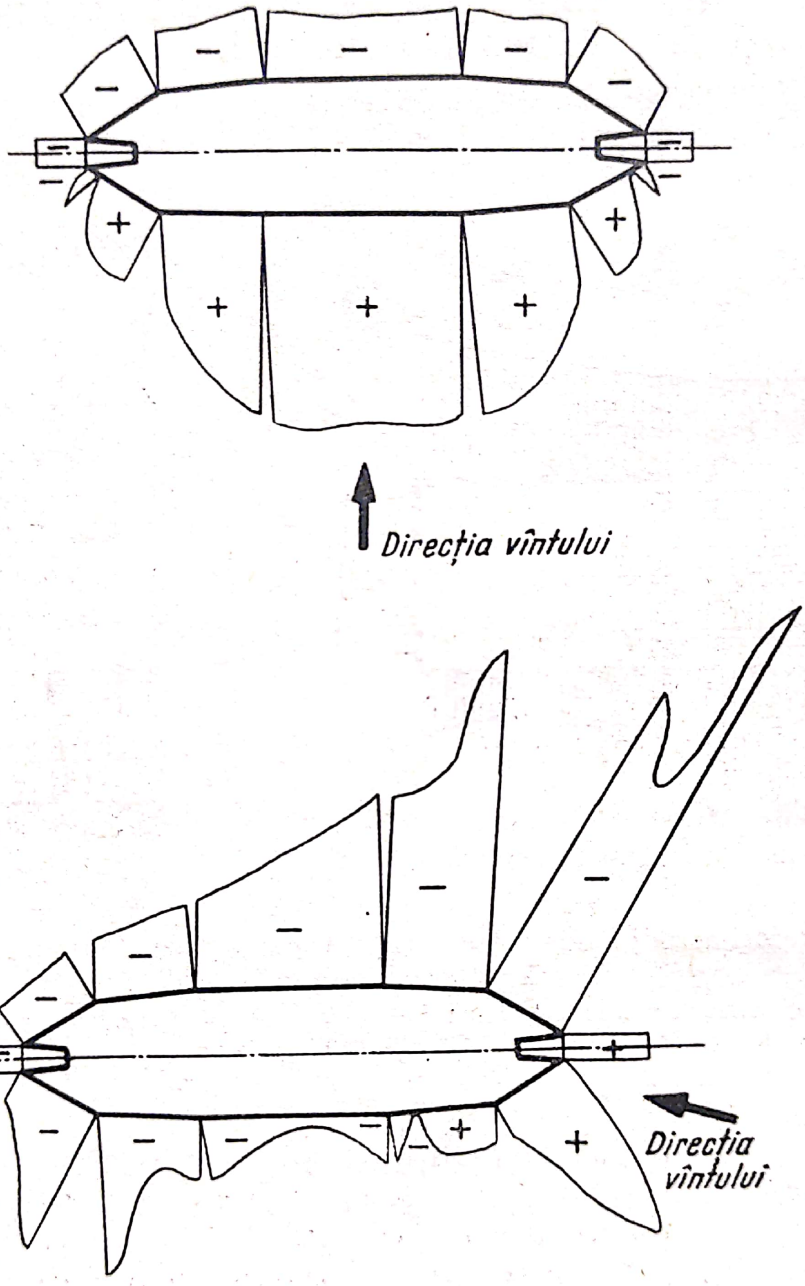
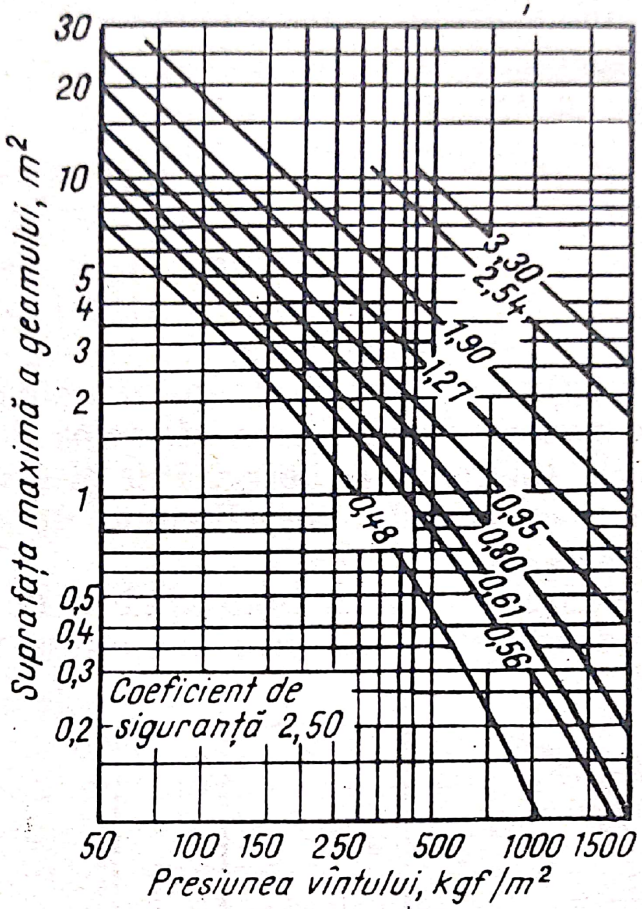


Fig. 99. Distribuția presiunilor din vînt pe clădirea Pirelli (124 m).

presiunilor în raport cu centrul de greutate al secțiunilor, ceea ce provoacă solicitări de torsiune în structură, a căror valoare se majorează (prin cumulare) spre bază. Se observă, de asemenea, vîrfuri de sucțiuni la colțurile construcției.

Scanned with OKEN Scanner

Apariţia sucţiunilor mari în vecinătatea muchiilor clădirii implică necesitatea verificărilor de rezistenţă şi la vibraţii a panourilor din aceste zone (geamuri, pereţi-cortină etc.) precum şi a dispozitivelor de prindere a acestora de structură.



a

Latura scurtă / Latura lungă	Factor de corecţie	Latura scurtă / Latura lungă	Factor de corecţie
1,0	1,0	0,5	1,1
0,9	1,06	0,4	0,98
0,8	1,12	0,3	0,79
0,7	1,15	0,2	0,54
0,6	1,15	0,1	0,27

b

Fig. 100. Suprafaţa admisibilă a geamurilor expuse acţiunii vîntului :
a — geamuri de formă pătrată ; *b* — factori de corecţie pentru geamuri de formă dreptunghiulară.

După F. Khan [122], pe baza măsurătorilor efectuate în tunel pentru clădiri înalte cu secţiunea transversală de formă dreptunghiulară, valoarea coeficienţilor aerodinamici la colţuri poate ajunge la —2 (sucţiuni).

Scanned with OKEN Scanner

După același autor, vibrațiile supărătoare ale panourilor de geam pot fi evitate dacă frecvența proprie în modul fundamental de vibrație este mai mică de 4 cicl./s.

Pentru calculul deformației maxime a panoului la centru, δ, sub acțiunea presiunii vîntului p, în funcție de lungimea l și grosimea h a acestuia, în lucrarea [122] se recomandă următoarea ecuație empirică stabilită de Bowles și Sugarman

$$\frac{p}{16\,E}(l/h)^4 = 1{,}37\,(\delta/h) + 0{,}17\,(\delta/h)^3. \qquad (182)$$

O indicație a suprafeței maxime admisibile pentru geamuri în funcție de grosimea sticlei și presiunea vîntului este dată în nomograma din fig. 100 recomandată de Pittsburg Plate Glass Co. Grosimea geamului (în cm) se citește pe diagonala din fig. 100 *a*.

Încercări utile pentru determinarea forțelor din vînt pe clădiri au fost efectuate de Baines, Newberry, Pris și Mackey și au pus în evidență variația coeficientului aerodinamic de antrenare c_x pe înălțimea construcției.

Datorită turbulenței create la baza clădirii de rugozitatea terenului natural, modelată în tunel prin adoptarea unei diagrame de

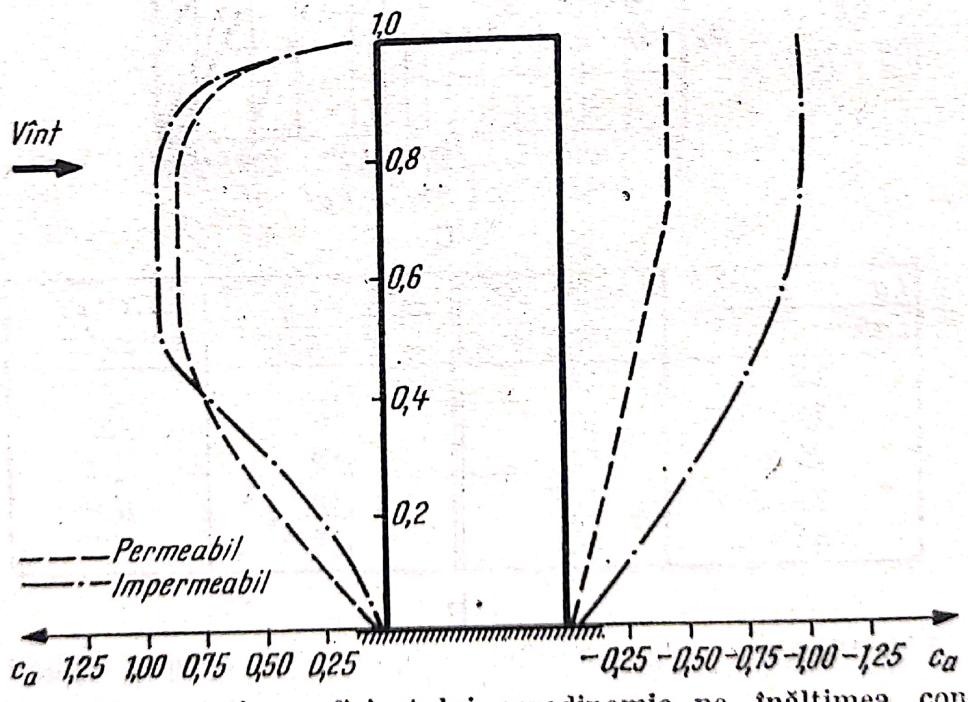


Fig. 101. Variația coeficientului aerodinamic pe înălțimea construcției [199].

viteze cu profil exponențial pe înălțime, valoarea coeficienților aerodinamici de antrenare se reduce la partea inferioară a construcției pe o zonă cu înălțimea aproximativ egală cu lățimea construcției (fig. 101).

Scanned with OKEN Scanner

Pentru aprofundarea cunoștințelor privind structura și efectele vîntului asupra construcțiilor, cît și pentru verificarea rezultatelor experimentale din tuneluri, au fost efectuate o serie de măsurători pe clădiri existente, la vînt natural. Dintre acestea pot fi menționate măsurătorile efectuate de Newberry, Eaton și Mayne pe o clădire cu 18 etaje din Londra (dimensiuni în plan 42 × 18 m). Ele au pus în evidență faptul că presiunile fluctuante ale rafalelor care cauzează oscilațiile clădirii în jurul poziției medii deformate, sînt recepționate de clădire aproape integral pe fața expusă vîntului.

În fine, se menționează că la Universitatea din Hong Kong s-a construit o clădire experimentală cu 10 etaje de circa 30 m înălțime și dimensiune în plan 20 × 10 m, echipată cu instrumente de măsură pentru studiul turbulenței și efectelor vîntului și utilizată exclusiv ca laborator de cercetări și înregistrări.

2.3.3. STRUCTURI CU CABLURI

2.3.3.1. **Linii electrice.** În anumite condiții, liniile de transmisie electrică încep să oscileze cu amplitudini mari și frecvențe joase, fenomen cunoscut sub numele de galopare. În general, această formă de instabilitate apare sub acțiunea vîntului la acele linii electrice la care secțiunea transversală a devenit nesimetrică datorită depunerii chiciurii sau, în cazuri mai rare, datorită coroziunii atmosferice.

Mișcarea de galopare produsă de acțiunea vîntului poate continua cu violență ore în șir, coducînd în anumite situații la ruperea firelor. Este de menționat că fenomenul se poate produce la viteze de vînt sensibil mai mici decît valorile maxime înregistrate în zonele respective.

Astfel, în lucrarea [226] se consemnează că liniile electrice cu chiciură vibrează de obicei în primele două moduri de vibrație la viteze care rar depășesc 40 km/h. La deschideri de 250 m au fost măsurate amplitudini de aproape 5 m [99].

Fenomenul de galopare apare sporadic și prevederea lui este dificilă. Se poate produce într-o anumită zonă la un moment dat, pentru ca, după aceea, să nu mai apară în zona respectivă, în anii următori. Linii electrice, cu condiții de construcție și de amplasament aparent identice cu cele ale unor linii la care fenomenul de galopare a fost constatat, pot să nu prezinte asemenea mișcări de galopare [99]. Acest situații au creat dificultăți în studiul fenomenului de

Scanned with OKEN Scanner

galopare şi în încercările de prevenire şi de control al mişcării. Instalarea unor dispozitive de înregistrare a oscilaţiilor, care să comunice declanşarea fenomenului unor echipe de serviciu pentru ca acestea să se deplaseze la faţa locului şi să intervină la timp, ar reclama o organizare practic imposibilă. Ca urmare, deşi mecanismul de pro-

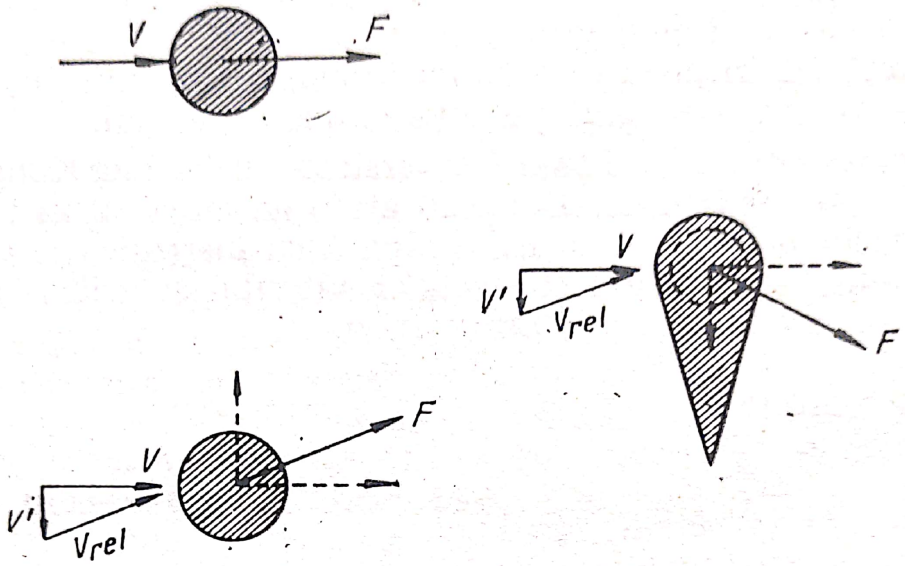


Fig. 102. Acţiunea vîntului pe conductoare.

ducere a fenomenului a putut fi înţeles calitativ, mijloace economice de control nu au putut fi dezvoltate.

Galoparea liniilor electrice reprezintă o mişcare oscilatorie autoexcitată, care apare datorită caracteristicilor aerodinamice ale secţiunii conductorului.

Dacă se consideră un conductor cu secţiune circulară sub acţiunea unui vînt cu direcţie orizontală şi viteză V şi se notează cu V', viteza de deplasare a conductorului în jos, viteza rezultantă va fi V_{rel} iar unghiul de incidenţă α (fig. 102).

Componenta verticală a forţei din vînt va fi dirijată în sus, deci în sens opus mişcării conductorului; în felul acesta acţiunea forţei din vînt va conduce la amortizarea mişcării (amortizare pozitivă).

Dacă se consideră acelaşi conductor încărcat cu chiciură, deci cu secţiune nesimetrică, componenta verticală a forţei din vînt va fi dirijată în jos, prin urmare în sensul deplasării firului, şi acţiunea acesteia va conduce la dezvoltarea mişcării oscilatorii (amortizare negativă). Amplitudinile, iniţial cu valori mici, vor creşte treptat atingînd în cele din urmă valori foarte mari caracteristice fenomenului de galopare. Creşterea amplitudinilor este legată de valoarea energiei dezvoltată de vînt în deschiderea respectivă. Ea se va produce atît timp cît energia dezvoltată de vînt va fi în exces. Amplitudinile

vor atinge valoarea maximă cînd energia în exces va deveni nulă, moment după care, acţiunea vîntului introduce un efect de amortizare (pozitivă).

Dacă conductorul îşi schimbă poziţia faţă de direcţia vîntului cu unghiul de atac θ, rezultă o foţă aerodinamică de portanţă F_p cu o componentă acţionînd în direcţia mişcării conductorului.

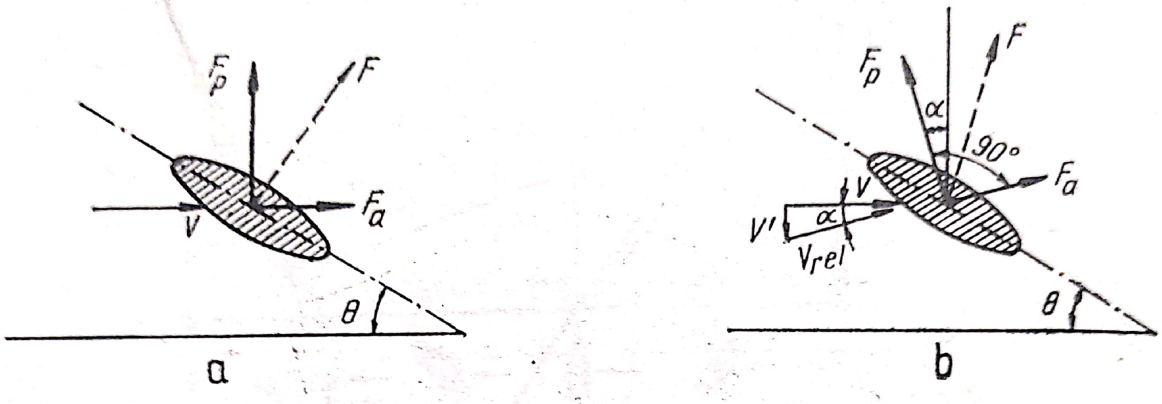


Fig. 103. Forţele aerodinamice F_p şi F_a.

În fig. 103 se reprezintă forţele din vînt pentru o valoare θ a unghiului de atac în cazul în care viteza vîntului este V (fig. 103, *a*) şi respectiv [205], V_{rel} sub unghiul de incidenţă α (fig. 103, *b*).

Componenta verticală a forţei aerodinamice totale devine, considerînd unghiul α foarte mic

$$F = F_p \cos\theta + F_a \sin\theta. \tag{183}$$

Variaţia forţei aerodinamice în funcţie de θ se obţine prin derivare

$$dF/d\theta = dF_p/d\theta + F_a. \tag{184}$$

Criteriul de instabilitate este $dF/d\theta < 0$ sau

$$dF_p/d\theta + F_a < 0. \tag{185}$$

În acest caz, aşa cum s-a arătat mai înainte, forţa din vînt amplifică mişcarea.

Efectul de amortizare a vîntului apare în condiţia în care

$$dF_p/d\theta + F_a > 0. \tag{186}$$

Variațiile forțelor din vînt F_p și F_a în funcție de unghiul de atac θ sînt arătate în fig. 104.

În fig. 105 sînt prezentate variațiile aceloraşi mărimi obținute prin măsurători de A. Hogg şi A. Edwards [99] în Canada la conductoare cu secțiune circulară (fig. 105, *a*) şi semicirculară (fig. 105, *b*).

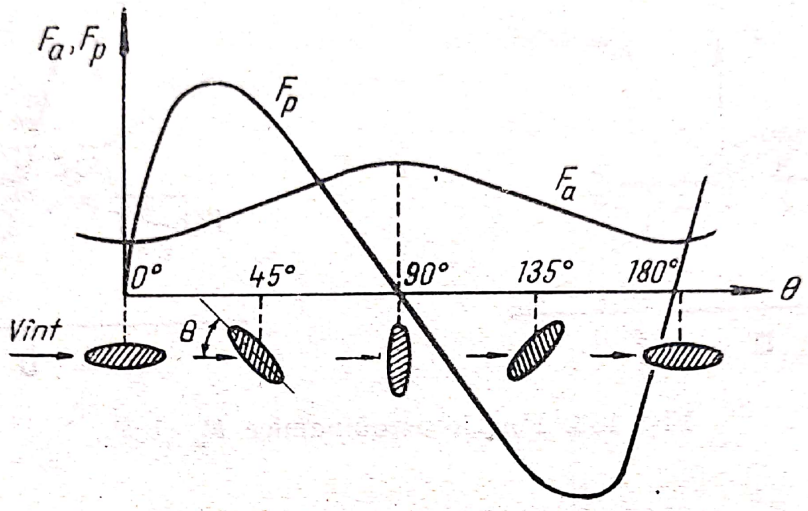


Fig. 104. Variația forțelor aerodinamice F_p și F_a cu unghiul de atac.

Mişcarea de galop se produce predominant în plan vertical. Deoarece forța din vînt este redusă ca valoare în comparație cu forțele elastice şi de inerție ale conductorului, acesta oscilează după prima sa formă proprie de vibrație.

Schimbarea unghiului de atac este esențială pentru galopare. Ea este în general un rezultat predominant al vitezei de translație a conductorului şi mai puțin al mişcării torsionale. Studiile experimentale în tunel precum şi înregistrările naturale duc la concluzia că mişcarea torsională nu este esențială pentru producerea fenomenului de galopare, ea avînd o influență minoră asupra modificării unghiului de atac.

Înregistrările efectuate de autorii menționați mai înainte au arătat pentru mişcarea de torsiune valori mici, aproximativ 10°—25°.

Posibilitatea producerii fenomenului de galopare sporeşte datorită următorului fapt subliniat de A. Richardson, J. Martucelli şi W. Price [186]:

„Cînd un conductor se găseşte la un unghi de atac care este dinamic stabil, acesta va fi static nestabil la unele viteze ale vîntului şi se va răsuci spre o poziție de instabilitate dinamică. Cînd conduc-

torul se găsește la un unghi de atac care este dinamic instabil el va tinde să rămînă la acel unghi de atac".

În legătură cu încercările experimentale efectuate în tunel pe modele de conductoare este de menționat că acestea au verificat în

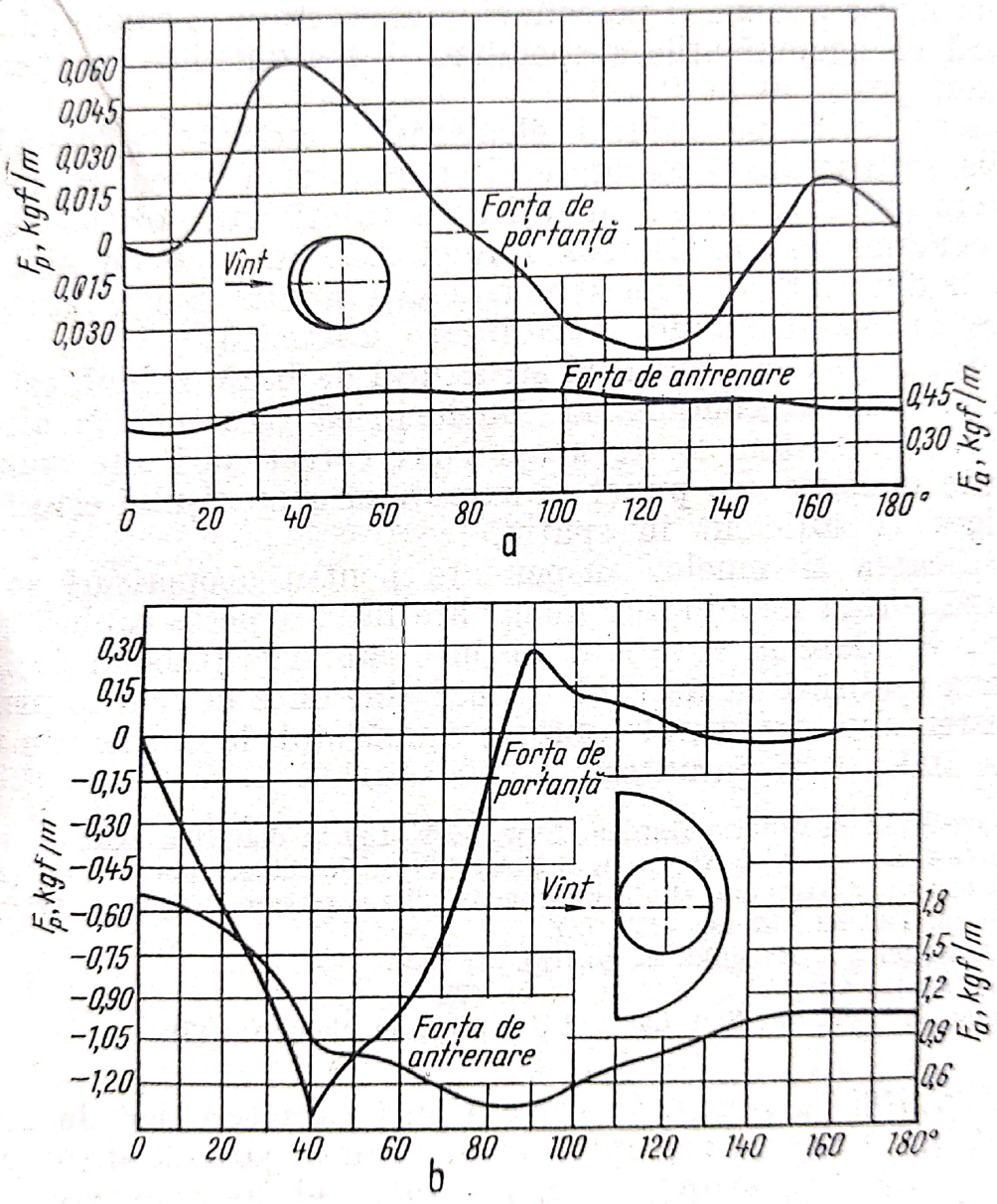


Fig. 105. Forța de antrenare și portanța pe conductoare, pentru viteza de 16 m/s la diferite unghiuri de incidență [99].

general valorile stabilite teoretic privind stabilitatea liniilor electrice cu chiciură. Unele discrepanțe au existat totuși între teorie și rezultatele experimentale în legătură cu viteza critică a vîntu'ui la care se declanșează fenomenul de galopare.

2.3.3.2. **Acoperișuri pe cabluri.** Acoperișurile pe cabluri oferă posibilități largi în construcții pentru acoperirea suprafețelor cu

deschideri mari. Prin varietatea formelor lor stîrnesc interesul arhitecților; prin claritatea sistemelor de preluare a încărcărilor conduc la avantaje economice [37].

Ținînd seama că o bună parte din costul total al structurii se consumă nu pe cabluri ci pe conexiunile acestora la capete, L. Zetlin consideră că acoperișurile suspendate sînt economice în special la deschideri peste 50 m [232].

În structurile pe cabluri elementele portante principale sînt cablurile întinse între ancoraje. Deoarece rigiditatea cablurilor la încovoiere este neglijabilă, modificarea valorii sau poziției încărcării poate conduce la modificarea formei cablului; pe de altă parte, sucțiunile din vînt pe acoperiș pot depăși greutatea acestuia, ceea ce conduce la fenomene de instabilitate dinamică.

Totuși, faptul că elementul structural de bază, cablul, este flexibil, nu trebuie să conducă la concluzia că structura în ansamblu este flexibilă. Sistemele de acoperișuri corect alcătuite sînt astfel concepute încît fiecare punct al suprafeței acoperișului este fixat în mod sigur și suficient în spațiu.

Clasificarea sistemelor suspendate pentru acoperișuri se poate face după forma membranei imaginare întinsă peste cabluri și după numărul de plase în care sînt dispuse cablurile (tabelul 29).

Cîteva realizări cu deschideri mari sînt date în cele ce urmează; tipul sistemului structural conform numărului de ordine din tabelul 29, este indicat în paranteză.

— Sala Madison Square Garden, New York, 130 m diametru exterior, 1967, (2).
— Arena din Oakland Alameda, S.U.A., 128 m deschidere liberă, 1967 (2).
— Arena din Oklahoma, elipsă cu dimensiunile exterioare 122/98 m, 1965, (3).
— Arena Raleigh, 92 m, 1953, (4).
— Stadionul din Helsinki, 94 m, (6).
— Auditoriul din Utica, S.U.A. 73 m, (7).
— Sala de sport din Salt Lake, S.U.A., 110 m diametru, (7).

În fig. 106 se prezintă cîteva tipuri caracteristice de structuri suspendate, și anume: acoperișul cu cabluri paralele dispuse într-o singură plasă (*a*), acoperișul tip paraboloid hiperbolic cu cabluri dispuse în rețea (*b*), acoperișuri cu suprafață dublă, pe cabluri paralele (*c*), și tip „roată de bicicletă", (*d* și *e*).

Dezavantajul principal al acoperișurilor pe cabluri, datorită rigidității lor reduse la încovoiere, îl constituie instabilitatea la încărcări variabile în timp. Acțiunea vîntului reprezintă tocmai o încărcare de acest tip. După cum se știe, forța din vînt pe structuri poate fi descompusă în două componente, una de antrenare, în sensul mișcării vîntului și cealaltă de portanță, sau liftare, orientată perpendicular pe direcția vîntului. Mărimea acestor

Scanned with OKEN Scanner

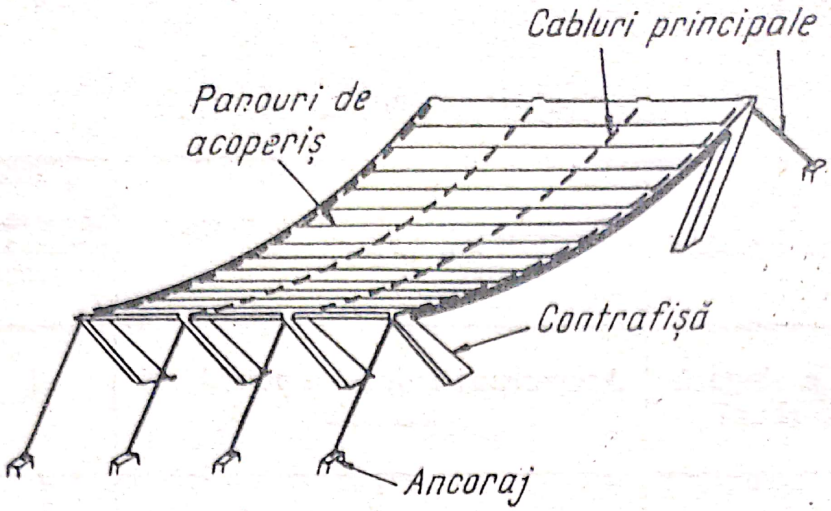
Tabelul 29

Acoperişuri pe cabluri. Clasificare

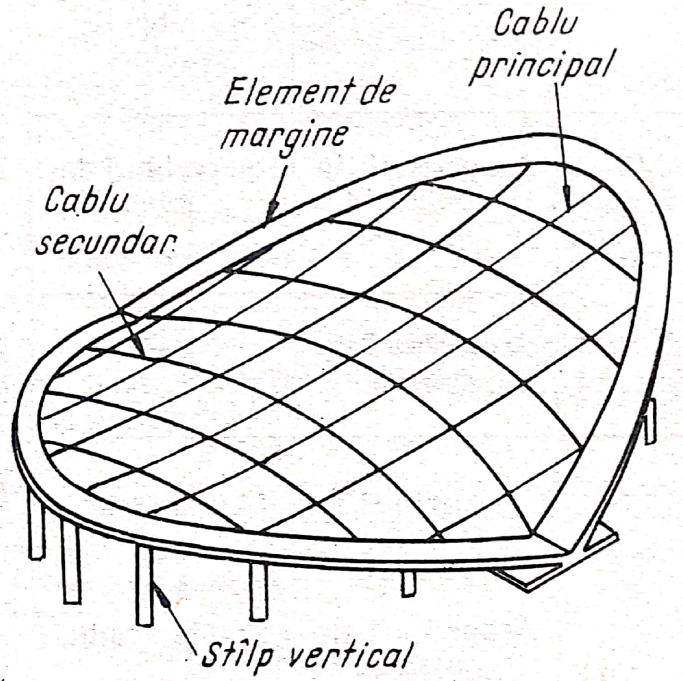
Numărul de plase	Curbura suprafeţei	Denumirea acoperişului şi dispoziţia cablurilor în plan		Sistemul de bază pentru rigidizarea acoperişului la vînt	Nr. crt.
Una; acoperişuri cu suprafaţă simplă	Cu o singură curbură	Acoperişuri cilindrice pe cabluri paralele		Lestarea	1
	Cu dublă curbură de acelaşi semn	Acoperişuri tip cupolă inversă	pe cabluri radiale	Lestarea	2
			pe reţea de cabluri	Lestarea	3
	Cu dublă curbură de semne contrare	Acoperişuri tip paraboloid hiperbolic	pe cabluri în reţea	Pretensionarea	4
		Acoperişuri tip conoid	—	Pretensionarea	5
Două; acoperişuri cu suprafaţă dublă	—	Acoperişuri pe cabluri paralele		Pretensionarea	6
		Acoperişuri tip „roată de bicicletă”	pe cabluri radiale	Pretensionarea	7
			pe cabluri în reţea	Pretensionarea	8

componente pentru un vînt dat depinde de unghiul de atac şi de aria suprafeţei expuse. Anumite forme sînt dinamic instabile, adică, bătute de vînt sub anumite unghiuri, datorită apariţiei unor forţe de portanţă şi modificări în consecinţă a formei suprafeţei expuse, încep să oscileze. Fenomenul este denumit flater (fluturare) şi este caracteristic structurilor flexibile cu arii expuse mari, bătute de vînt sub unghiuri de atac mici. În principiu, flaterul constă din cuplarea oscilaţiilor verticale cu oscilaţii de torsiune, cînd frecvenţele celor două mişcări au valori apropiate [227]. Turbulenţa creată în zonele de margine ale acoperişului contribuie la reducerea efectelor

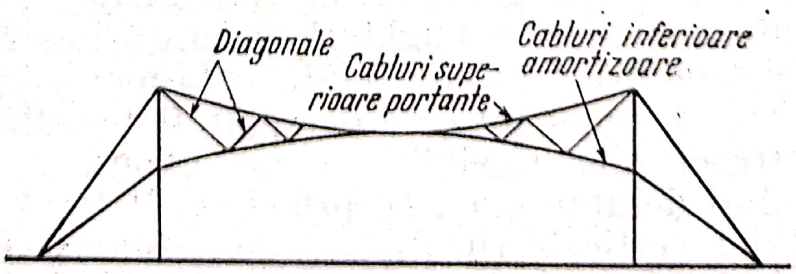
Scanned with OKEN Scanner



a



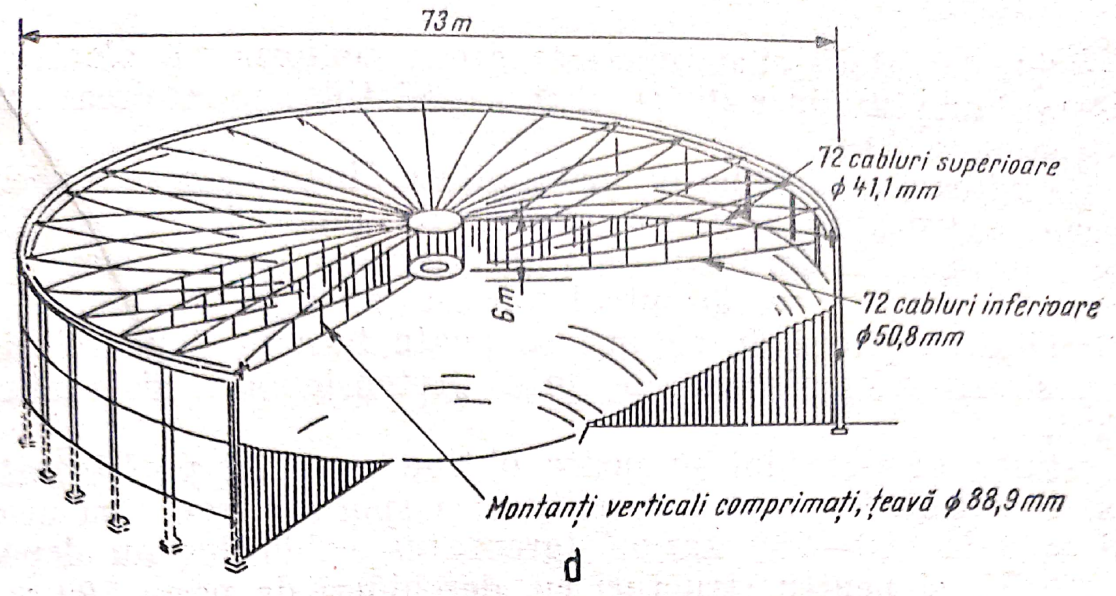
b



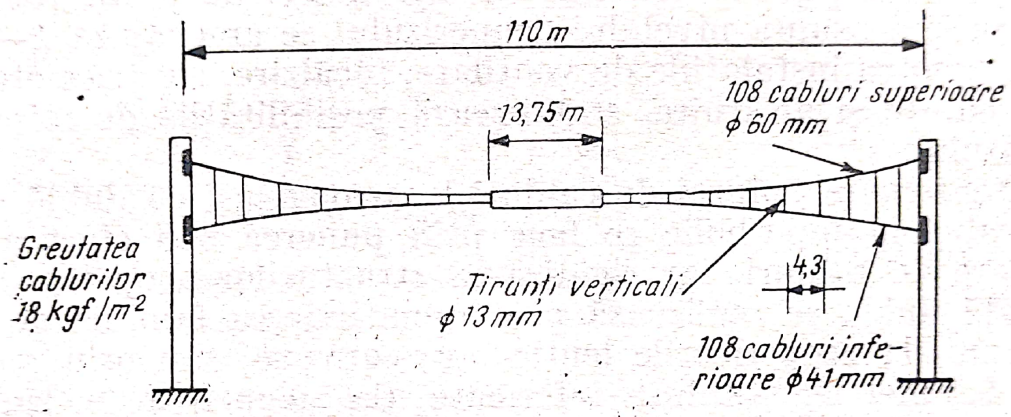
d

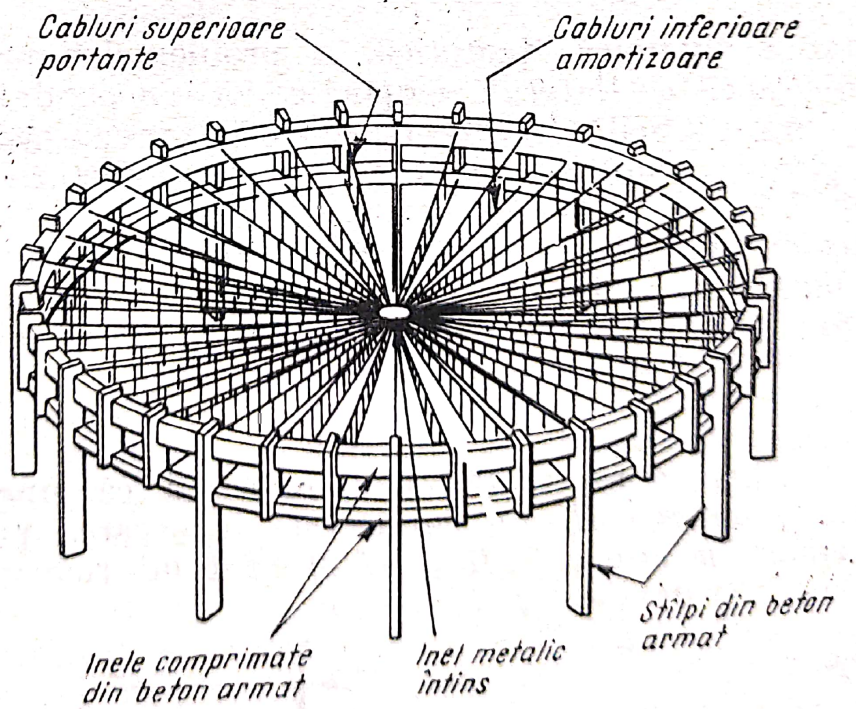
Fig. 106. Acoperișuri

a — acoperiș pe cabluri paralele; *b* — acoperiș cu dublă curbură de
d — acoperiș pe cabluri radiale tip suprafață dublă (Auditoriul din



d





e

suspendate :

semne contrare (Arena Raleigh) ; c — acoperiș pe cabluri paralele cu suprafață dublă : Utica) ; e — acoperiș pe cabluri radiale tip suprafață dublă (Sala de sport din Salt Lake).

flaterului, dar, dacă structura este greşit conformată, efectele sînt violente şi amplitudinea distructivă a oscilaţiilor se realizează rapid, după cîteva cicluri.

Prevenirea fenomenului de instabilitate dinamică a acoperişurilor suspendate se poate face prin rigidizarea din punct de vedere dinamic a pînzei de cabluri. Verificarea stabilităţii dinamice a formei acoperişului se face prin încercări prealabile în tuneluri de vînt.

Rigidizarea pînzei de cabluri se poate face în două feluri: fie prin lestarea acoperişului, fie prin pretensionarea sistemului de cabluri.

Lestarea acoperişului se poate obţine cu plăci prefabricate de beton constituind suportul învelitorii şi sporind greutatea acoperişului pînă la 150—250 kgf/m² (greutatea cablurilor nu depăşeşte 20 kgf/m² nici pentru structuri cu deschideri de peste 100 m). În alte cazuri, deasupra nivelului acoperişului se amenajază 1—2 etaje tehnice (pentru instalaţiile de ventilare, încălzire, electrice etc.) care, prin greutate şi alcătuire, stabilizează posibilităţile de mişcare ale acoperişului.

Pretensionarea pînzei de cabluri la acoperişuri cu dublă curbură tip paraboloid hiperbolic se face prin punerea sub efort a reţelei secundare de cabluri, iar rigidizarea structurilor acoperişurilor cu suprafaţă dublă se realizează prin preîntinderea familiei de cabluri superioare (la acoperişurile lenticulare convexe) sau prin pretensionarea familiei de cabluri inferioare (la acoperişurile lenticulare concave).

Tratarea dinamică, teoretică, a problemelor privind instabilitatea dinamică şi flaterul acoperişurilor suspendate este extrem de complexă şi dificilă. În cele ce urmează se prezintă cîteva elemente simple privind problema vibraţiilor libere şi forţate ale structurilor pe cabluri.

Frecvenţa proprie de vibraţie în modul n, ω_n, a unui cablu întins, fără amortizare, perfect flexibil, de lungime l, cu masa m uniform distribuită în proiecţie orizontală, este dată de expresia

$$\omega_n = \frac{n\pi}{l}\sqrt{\frac{H}{m}}\,. \tag{187}$$

În stabilirea expresiei (187) se consideră că singura forţă care produce întinderea H din cablu este încărcarea permanentă; şi prin urmare $m = q/g$ şi $H = ql^2/8f$ (f fiind săgeata cablului) iar expresia (187) devine

$$\omega_n = n\pi\sqrt{\frac{g}{8f}} \tag{188}$$

unde $n = 1, 2, 3, \ldots$

Dacă un cablu neamortizat este deplasat într-o poziție corespunzătoare unuia din modurile sale de vibrație și apoi lăsat liber, cablul va oscila teoretic numai în această formă. Cînd cablul este deplasat într-o formă oarecare, diferită de cea corespunzătoare unui anumit mod de vibrație, el va oscila într-o formă care se modifică cu timpul și care teoretic este compusă din mai multe sau din toate formele modurilor sale proprii de vibrație.

Trebuie observat că forma unui anumit mod de vibrație nu este o componentă imaginară a poziției deformate a cablului ci o realitate fizică [232].

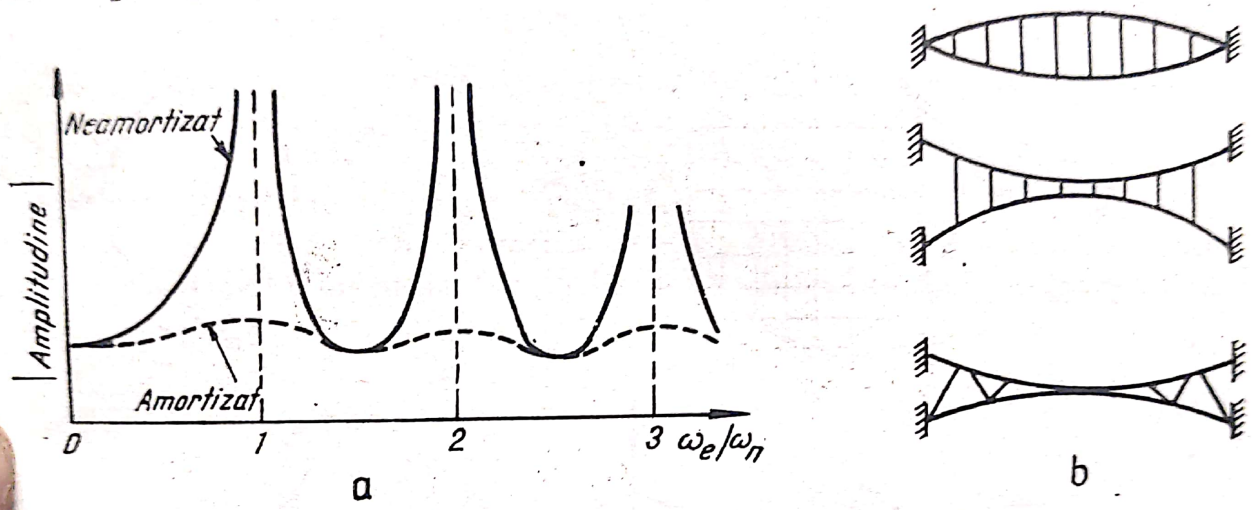


Fig. 107. Comportarea dinamică a cablurilor :
a – rezonanța ; *b* – sisteme de cabluri amortizate.

Dacă un cablu fără amortizare este supus unei forțe perturbatoare exterioare cu caracter pulsatoriu și de frecvență ω_e, reprezentînd grafic variația amplitudinilor cablului în funcție de raportul ω_e/ω_n (fig. 107, *a*) în vecinătatea zonei $\omega_e/\omega_n = 1 ; 2 ; 3$ etc. amplitudinile cresc foarte mult și apare fenomenul de rezonanță.

Practic, pentru evitarea efectului distructiv al rezonanței este necesar ca frecvența oscilatorie ω_e să nu aibă valori în apropierea frecvenței proprii ω_n. O posibilitate este lestarea, adică sporirea greutății acoperișului, respectiv a masei suportate de cabluri q/g, deși dacă se ia în considerare expresia (188) pentru ω_n, frecvența naturală este independentă de masă. Explicația constă în faptul că modificarea masei conduce la creșterea efortului în cablu și pe această cale la sporirea rigidității sistemului. În legătură cu aceasta, o micșorare a amplitudinilor se poate obține din preîntinderea cablurilor prin lestarea suplimentară a acestora înainte de închiderea rosturilor între plăcile de acoperiș. Procedeul acesta a fost aplicat de exemplu la Stadionul Municipal din Montevideo (94 m deschidere, acoperiș tip cupolă inversă).

Scanned with OKEN Scanner

Aplicarea eficientă în proiectare a acestor idei privind rezonanța cablurilor este limitată în cazul acțiunii vîntului datorită imposibilității de precizare a valorii ω_e. În această situație, singura cale practică

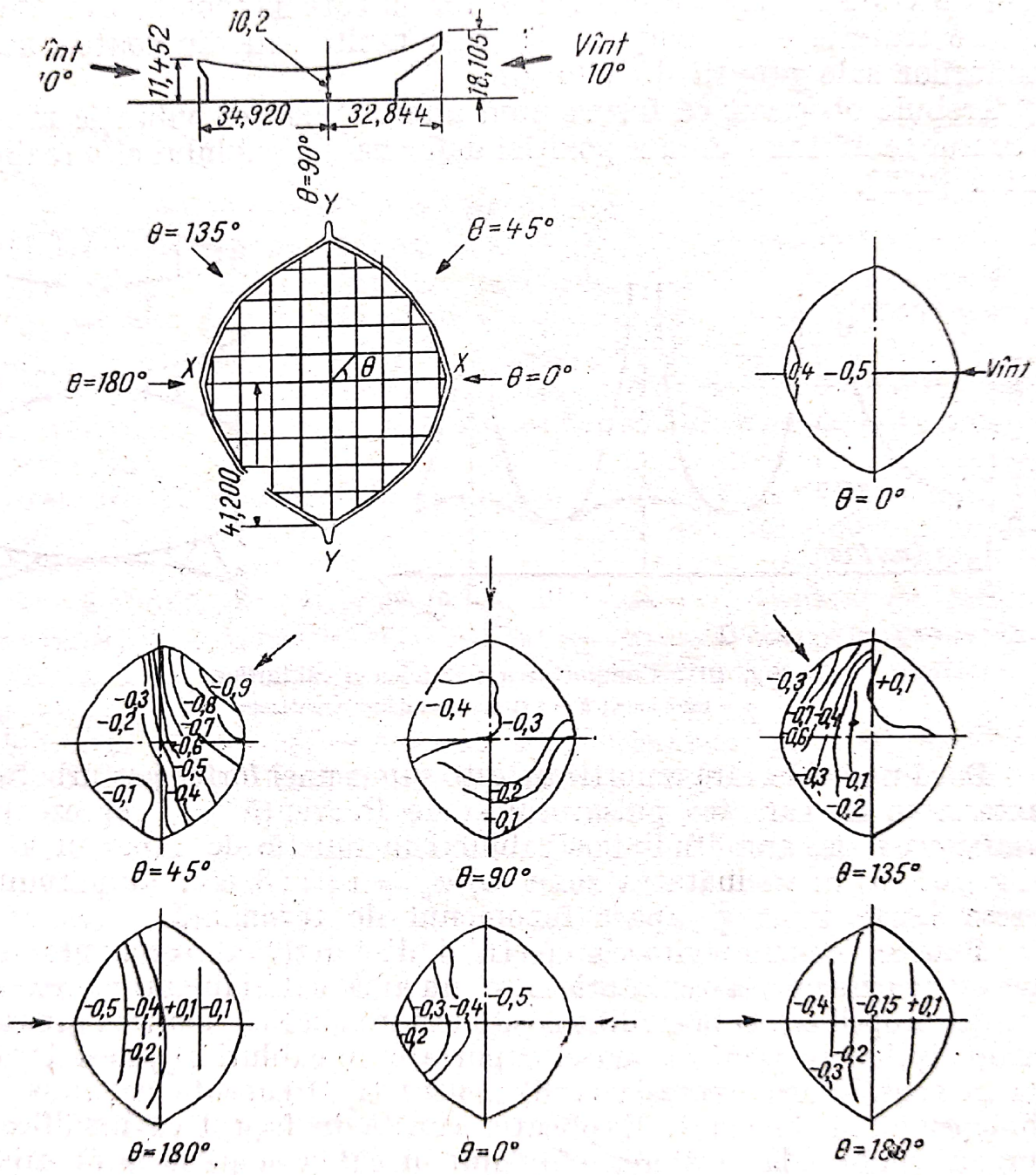


Fig. 108. Coeficienți aerodinamici pe un acoperiș tip paraboloid hiperbolic [108].

de a evita fenomenul de rezonanță este mărirea amortizării cablului, în care caz creșterea amplitudinii mișcărilor în vecinătatea valorii ω_e este atenuată conform reprezentării punctate din fig. 107, *a*.

Un cablu cu amortizare suficientă supus unei acțiuni perturbatoare se reîntoarce în poziția de echilibru inițială fără oscilații cu amplitudini exagerate sau prelungite.

Sistemul cel mai rațional de amortizare a vibrațiilor unei pînze de cabluri este transformarea acesteia într-o suprafață dublă prin înlocuirea fiecărui cablu cu o pereche de cabluri interconectate cu montanți verticali sau cu diagonale (fig. 107, *b*). În această situație, problema aflării valorilor ω_e/ω_n se elimină. Comportarea reală a unor asemenea acoperișuri la vînt s-a dovedit foarte bună. Sistemele sînt brevetate de Jawerth și L. Zetlin.

Distribuția și intensitatea presiunilor din vînt pe suprafața acoperișurilor suspendate, ținînd seama de varietatea formelor întrebuințate, este dificil de schematizat. Valorile coeficienților aerodinamici se determină în cele mai multe cazuri prin încercări în tunel. De exemplu, în fig. 108 se indică coeficienții aerodinamici măsurați de T. Itoh [108] pentru un acoperiș suspendat în formă de paraboloid hiperbolic din Osaka.

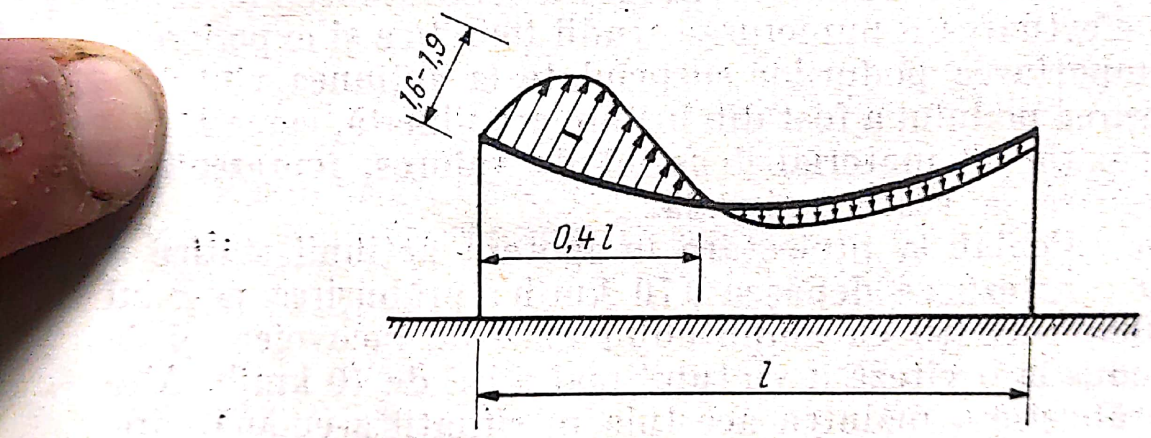


Fig. 109. Coeficienți aerodinamici pe acoperișuri cilindrice pe cabluri paralele.

Pentru acoperișuri cilindrice pe cabluri paralele distribuția sucțiunilor și presiunile pentru vînt normal pe generatoare este indicată în fig. 109. Zonele de curgere turbulentă de la marginile acoperișului sînt și zone de aglomerări cu zăpadă.

2.3.3.3. **Poduri suspendate.** Podurile suspendate reprezintă soluții avantajoase, sub aspect tehnic și economic, la deschideri foarte mari.

Primele poduri suspendate au fost construite la începutul secolului trecut. La execuția acestora s-au utilizat pentru susținerea tablierelor lanțuri de oțel. În timpul care a urmat, lanțurile, ca elemente principale de susținere, au fost înlocuite prin cabluri, confecționate din oțeluri din ce în ce mai bune și cu secțiuni din ce în ce

Scanned with OKEN Scanner

mai mari; acest fapt a permis sporirea treptată a deschiderilor, ajungîndu-se în ultima perioadă la performanţe remarcabile:

Verrazano Narrows	1 298 m,	New-York,	1964
Golden Gate	1 280 m,	San Francisco,	1937
Mackinac Straits	1 158 m,	Michigan,	1957
George Washington	1 067 m,	New-York,	1931
Tejo	1 013 m,	Lisabona,	1966
Forth Road	1 006 m,	Scoţia,	1964
Severn	988 m,	Anglia,	1966.

unde cablurile ajung pînă la 1 m diametru.

În anul 1940 unul din marile poduri suspendate din lume, situat lîngă oraşul Tacoma, statul Washington, s-a prăbuşit sub acţiunea vîntului. Podul avea deschiderea centrală de 854 m şi lăţimea tablierului de 11,80 m. Elementele marginale de rigidizare, grinzi cu inimă plină, aveau înălţimea de numai 2,45 m ceea ce reprezenta mai puţin de 1/300 din deschidere. Grinda orizontală formată la partea inferioară a tablierului pentru preluarea sarcinii din vînt, realiza o zvelteţe, neobişnuit de redusă $l/b = 854/11{,}80 = 73$.

Accidentul a produs o vie impresie în lumea tehnică internaţională şi a determinat efectuarea a numeroase studii teoretice şi experimentale privind comportarea podurilor suspendate la acţiunea vîntului. Deoarece prăbuşirea podului a fost din întîmplare filmată, cercetătorii au avut la dispoziţie un material deosebit de valoros, reprezentînd de fapt o încercare la scară naturală.

Podul fusese calculat la proiectare în ipoteza acţiunii statice a vîntului pentru o viteză ce depăşea 170 km/h; prăbuşirea podului sub acţiunea unor oscilaţii cu amplitudini mari de încovoiere şi de torsiune s-a produs la o viteză a vîntului mai mică de 70 km/h. Alte 10 poduri se prăbuşiseră înaintea acestuia în situaţii asemănătoare. Faptul arăta evident prezenţa unui fenomen de instabilitate aerodinamică şi atrăgea atenţia asupra necesităţii de a se lua în considerare în asemenea situaţii efectele dinamice ale vîntului.

După E. Murakami şi T. Okubo [148] efectele vîntului asupra structurilor pot fi sistematizate în general conform tabelului 30. Dintre aceste efecte, o atenţie deosebită trebuie acordată, la poduri suspendate cu deschideri mari, efectelor dinamice legate de fenomene de instabilitate aerodinamică (flater).

Producerea oscilaţiilor verticale la acţiunea orizontală a vîntului ar putea fi explicată după unii cercetători prin formarea vîrtejurilor Kármán de o parte şi de alta a tablierului. Detaşîndu-se de marginile grinzii de rigidizare cu anumită frecvenţă, vîrtejurile produc impulsuri verticale. Cînd frecvenţa de formare a vîrtejurilor coincide cu frecvenţa oscilaţiilor proprii ale podului, de încovoiere sau de torsiune,

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 30

Efectele vîntului	Efecte statice	Forţe aerodinamice	F_a, F_p şi M_t
		Instabilitate statică	Divergenţă
			Flambaj lateral
	Efecte dinamice	Oscilaţii forţate	Vibraţii aleatoare
			Vibraţii din vîrtejuri
		Oscilaţii autoexcitante	Galopare
			Flater torsional
			Flater cuplat

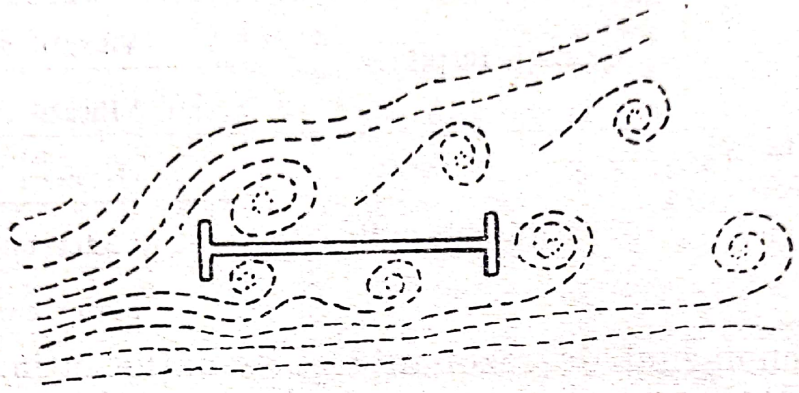
se produce fenomenul de rezonanţă şi oscilaţiile ating amplitudini foarte mari dacă amortizarea structurii este redusă (fig. 110, *a*).

În general frecvenţa oscilaţiilor de torsiune este mai mare decît a celor de încovoiere. Ca urmare, comportarea unui pod suspendat sub acţiunea vîntului ar fi următoarea: oscilaţiile podului rămîn neînsemnate pînă în momentul în care vîntul atinge viteza critică la care frecvenţa de producere a vîrtejurilor coincide cu frecvenţa oscilaţiilor proprii de încovoiere. În acel moment oscilaţiile cresc foarte mult fiind limitate de fenomenul de amortizare. Creşterea în continuare a vitezei vîntului conduce la situaţia în care frecvenţa de producere a vîrtejurilor coincide cu frecvenţa oscilaţiilor de torsiune. La apariţia acestei rezonanţe creşterea rapidă a oscilaţiilor de torsiune continuă pînă cînd structura se distruge. În acest caz, factorul de amortizare, care limitează amplitudinea oscilaţiilor verticale de încovoiere, are o influenţă mică asupra oscilaţiilor de torsiune.

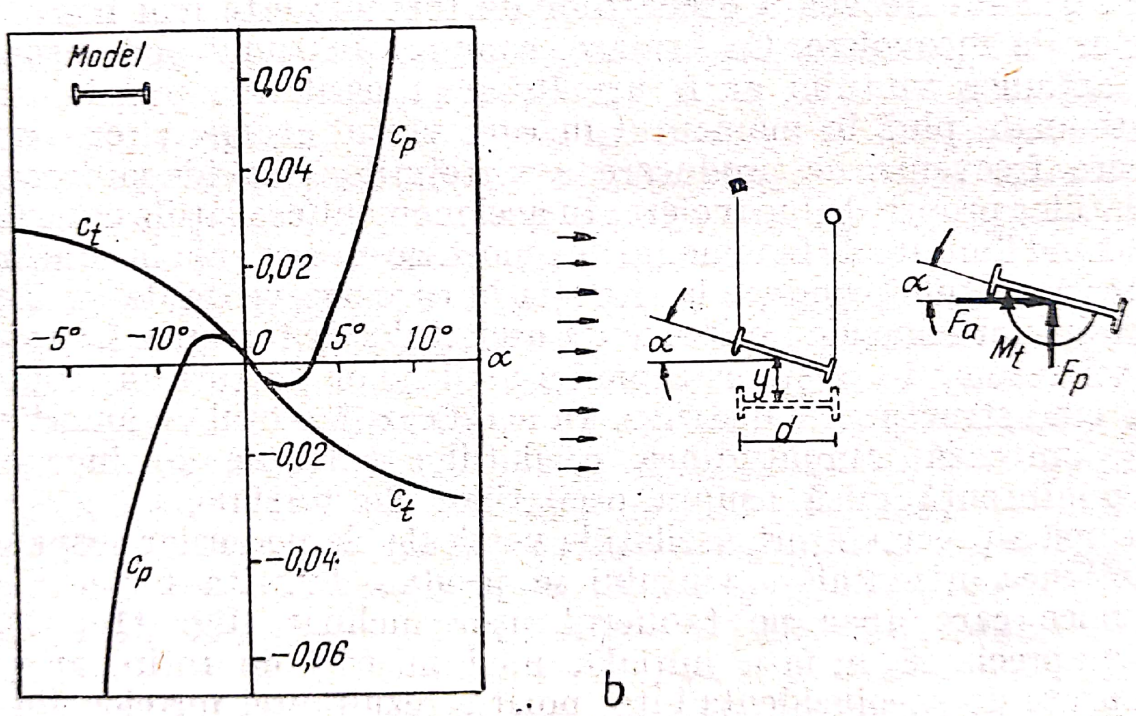
După alţi cercetători, oscilaţiile verticale ale podurilor suspendate la acţiunea orizontală a vîntului se produc datorită forţelor aerodinamice care apar pe tablierul uşor înclinat (fig. 110, *b*). Se poate aprecia că, în faza iniţială, mici mişcări de rotire ar putea fi cauzate de necoincidenţa între poziţia rezultantei forţelor din vînt şi centrul de forfecare. De îndată ce tablierul se înclină, vîntul măreşte mişcarea de rotire (torsională), mişcările alternative ale tablierului conduc la desprinderi periodice ale curentului de aer şi acest fapt cauzează în continuare o accentuare a oscilaţiilor. În cazul în care frecvenţele proprii de oscilaţie la încovoiere şi la torsiune au valori apropiate se produce fenomenul de instabilitate la oscilaţii cuplate.

Este de menţionat că oscilaţii de încovoiere şi de torsiune sub acţiunea vîntului au fost observate şi la alte poduri mari suspendate, de exemplu la Golden Gate (San Francisco) cu grinzi de rigidizare

din zăbrele, la Bronx Whitestone (New York) cu grinzi de rigidizare cu inimă plină, la Deer Island (Canada) de asemenea cu grinzi de rigidizare cu inimă plină, precum și la o serie de poduri suspendate construite în Norvegia. La alte poduri mari suspendate nu s-au constatat asemenea oscilații. Se poate da ca exemplu podul G. Washington cu deschiderea de 1 067 m, construit la înălțimea de 42 m



a



b

Fig. 110. Forța aerodinamică din vînt pe tabliere la poduri suspendate [68]:
a — formarea vîrtejurilor Kármán; *b* — forțe aerodinamice.

deasupra estuarului Hudson și expus vînturilor dinspre ocean. La acest pod realizat fără grinzi de rigidizare raportul l/b are valoarea $1\,067/35{,}6 = 30$.

Cercetătorii și constructorii de poduri americani consideră că stabilitatea aerodinamică a podurilor suspendate poate fi asigurată prin mărirea rigidității la torsiune a structurii astfel încît frecvența proprie a oscilațiilor de torsiune să fie sensibil mai mare decît frecvența

Scanned with OKEN Scanner

proprie a oscilațiilor de încovoiere și în felul acesta cuplarea oscilațiilor maxime (flater) să fie evitată. Ca exemplu pot fi citate podurile mari suspendate Mackinac și Verrazano. Este de remarcat de asemenea concretizarea punctului de vedere american la refacerea podului Tacoma și la consolidarea podului Bronx-Whitestone (așezarea unor grinzi marginale cu zăbrele deasupra grinzilor cu inimă plină existente).

La poduri suspendate cu rigiditate sporită la torsiune raportul frecvențelor proprii de oscilație la torsiune N_t și la încovoiere N pentru primul mod de vibrație depășește sensibil valoarea 2 considerată de cercetătorii americani ca minimă.

F. Leonhardt [133] adoptă un alt punct de vedere considerînd că sporirea înălțimii grinzilor de rigidizare nu elimină cauza oscilațiilor; mai mult chiar, forțele din vînt care produc aceste oscilații pot deveni mai mari. Pentru a elimina cauza oscilațiilor și a micșora valoarea forțelor aerodinamice, Leonhardt consideră necesară reducerea înălțimii tablierului și adoptarea unei forme aerodinamice. Folosind ca exemplu comportarea podului G. Washington precum și rezultatele obținute la încercări în tunelul de vînt pe modele de poduri suspendate cu tabliere aerodinamice, el apreciază că raportul N_t/N poate avea valori mai mici decît 2, pînă la 1,4, dacă forma tablierului este bine aleasă din punct de vedere aerodinamic. Podul G. Washington a fost proiectat de O. H. Ammann (1879—1965), autorul a numeroase alte poduri de performanță: Verrazano, Bronx Whitestone, Bayonne (pod metalic în arc, deschidere 504 m), unul din marii constructori de poduri ai lumii.

În tabelul 31 sînt prezentate frecvențele proprii la încovoiere și torsiune pentru cîteva poduri suspendate după F. Leonhardt.

Pentru calculul frecvențelor N_t și N se pot utiliza formulele simplificate date în lucrarea [68] după B. Vlasov.

$$N_t = \frac{bn}{4r}\sqrt{-\frac{2k\gamma V^2}{n^2\pi^2 W} + \frac{4E\,I_\omega\, n^2\pi^2 g}{W l^4 b^2} + \frac{g}{4s}}; \tag{189}$$

$$N = \frac{n}{2}\sqrt{\frac{2n^2\pi^2 g E I_x}{l^4 W} + \frac{g}{8s}}, \tag{190}$$

în care: n este numărul de semiunde după care oscilează deschiderea principală;

W — greutatea proprie a podului pe unitatea de lungime;

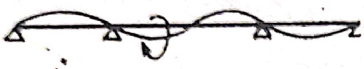
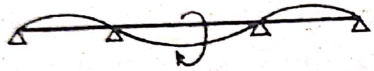
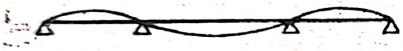
b — lățimea podului;

I_x — momentul de inerție al secțiunii transversale;

$I\omega$ — momentul de inerție sectorial al secțiunii transversale;

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 31

Tipul solicitării	Podul				
	Emmerich (proiect 1 cablu) l = 500 m	Tejo (proiect 1 cablu) l=1 104 m	Lillebelt (2 cabluri) l = 600 m	Hirai-Ito (2 cabluri) l = 660 m	Düsseldorf (cabluri drepte) l = 320 m
Încovoiere  Mod 1	0,288	0,122	0,147	0,186	0,38
Încovoiere  Mod 2	0,321	0,165	0,145	0,182	—
Torsiune  Mod 1	0,372	0,192	0,480	0,353	0,54
Torsiune Mod 2	0,706	0,274	0,800	0,491	—
$\frac{N_t}{N}$ pentru mod 1	1,3	1,6	3,2	1,9	1,42
$\frac{N_t}{N}$ pentru mod 2	2,2	1,7	5,5	2,7	—

r — raza polară de inerție pentru aceeași secțiune;
γ — greutatea specifică a aerului;
E — modulul de elasticitate;
s — săgeata cablului;
k — coeficient în expresia $c_t = k\alpha$ (după curba c_t);
V — viteza vîntului;
g — accelerația gravitației.

Viteza critică la care se produce fenomenul de instabilitate aerodinamică a unui pod suspendat poate fi calculată după Y. Rocard [189] cu expresia

$$0{,}93\left(\frac{V_{cr}}{\omega b}\right)^2 - \frac{V_{cr}}{\omega b} = \frac{m}{\rho b_1^3 \frac{\partial c_p}{\partial \alpha}} \cdot \frac{\omega_t^2 - \omega_i^2}{\left(1 + \frac{b_1^2}{2r^2}\right)\omega^2} \qquad (191)$$

în care: V_{cr} este viteza critică a vîntului;

m — masa podului pe unitatea de lungime;

ρ — densitatea aerului;

$2b_1$ — lăţimea tablierului;

$\frac{\partial c_p}{\partial \alpha}$ — variaţia coeficientului de portanţă cu unghiul de incidenţă. Se poate lua: $0{,}93 \frac{\partial c_p}{\partial \alpha} = 4$;

r — raza de giraţie;

ω — frecvenţa circulară în momentul în care se produce fenomenul de instabilitate;

ω_t, ω_i sînt frecvenţele circulare la torsiune ($\omega_t = 2\pi N_t$) şi la încovoiere ($\omega_i = 2\pi N$).

În expresia (191) termenul $\rho b_1^2 \frac{\partial c_p}{\partial \alpha}$ poate fi scris $4\rho b_1^2$ şi reprezintă masa de aer m_0 pe unitatea de lungime într-o prismă cu baza pătrată şi latura $2b_1$.

Dacă se neglijează $\frac{V_{cr}}{\omega b}$ faţă de $\left(\frac{V_{cr}}{\omega b}\right)^2$ expresia (191) devine

$$\left(\frac{V_{cr}}{\omega b}\right)^2 = \frac{m}{m_o} \frac{\omega_t^2 - \omega_i^2}{\left(1 + \frac{b^2}{2r^2}\right)\omega^2}. \tag{192}$$

La poduri cu rigiditate redusă la torsiune (fără grinzi marginale)

$$\omega_t = \omega_i \frac{b^2}{r^2}; \quad r^2 = \frac{b^2}{2}; \quad \frac{\omega_t^2 - \omega_i^2}{\left(1 + \frac{b^2}{2r^2}\right)\omega^2} = \frac{\omega_i^2}{2\omega^2} \tag{193}$$

şi relaţia (192) se transformă în

$$V_{cr}^2 = \frac{m}{m_0} \frac{\omega_i b^2}{2}. \tag{194}$$

Din examinarea expresiilor (192) şi (194) Y. Rocard trage concluzia că sporirea vitezei critice la poduri suspendate se poate obţine prin majorarea lăţimii tablierului ($2b$) şi prin mărirea frecvenţei proprii la torsiune ($\omega_t >> \omega_i$).

Scanned with OKEN Scanner

Cercetătorul american Kármán a propus pentru determinarea vitezei critice [68] expresia :

$$\left(C + \frac{Ha^2}{2}\right)\frac{d^2\alpha}{dx^2} + kb^2 q \frac{\alpha}{4} = 0 \qquad (195)$$

în care : C este rigiditatea la torsiune a părţii suspendate ;
H — efortul de întindere în cablu ;
a — distanţa între cabluri ;
b — lăţimea podului ;
q — presiunea dinamică a vîntului ;
k — coeficient cu valoarea 5 ;
α — unghiul de rotire a tablierului.

În fig. 111 se arată influenţa raportului frecvenţelor N_t/N asupra vitezei critice la flater pentru patru tipuri de secţiuni de poduri sus-

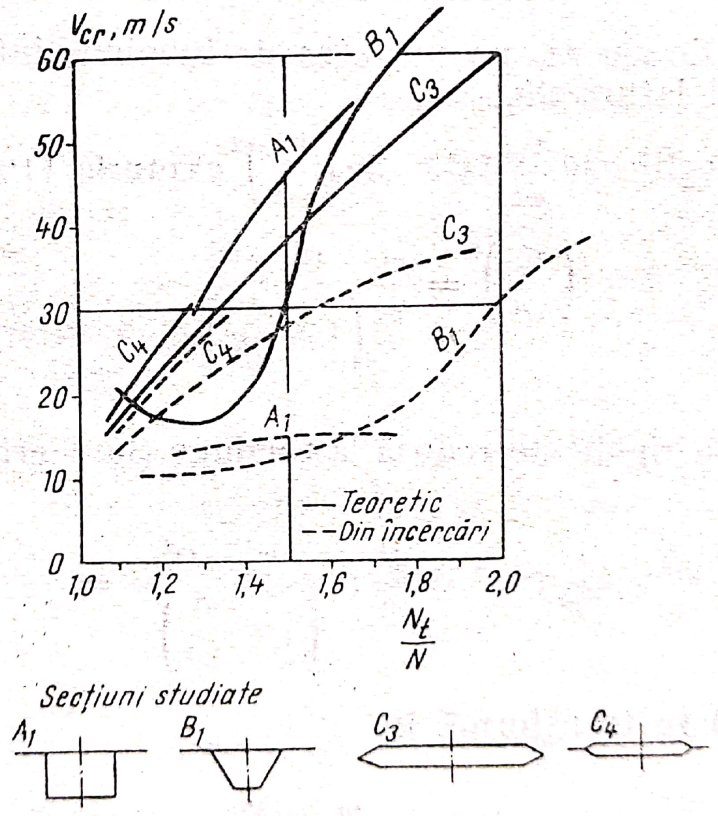


Fig. 111. Influenţa raportului N_t/N asupra vitezei critice (după K. Klöppel) [133].

pendate, după încercările efectuate de K. Klöppel. Alegerea unei forme aerodinamice cu o lăţime sporită şi cu un raport convenabil între cele două frecvenţe proprii de oscilaţie asigură o stabilitate satisfăcătoare.

Scanned with OKEN Scanner

Comportarea aerodinamică a unui pod suspendat poate fi apreciată pe baza curbelor obținute pentru coeficienții aerodinamici c_a, c_p și c_t (de antrenare, de portanță, de torsiune) prin încercări pe modele de secțiuni în tuneluri de vînt.

În fig. 112 se prezintă după D. Steinman [207] curbele c_p și c_t determinate pentru secțiuni folosite la trei poduri mari : Mackinac, Golden Gate și Tacoma.

Alura curbelor este semnificativă pentru aprecierea comportării aerodinamice a podului.

Pantele negative (descreșterea valorilor c_p respectiv c_t la creșterea unghiului de atac α) pun în evidență instabilități grave la oscilații de încovoiere, respectiv de torsiune. Este de remarcat în acest sens alura nefavorabilă a curbei c_t a podului Tacoma distrus prin oscilații mari de torsiune. Forma ideală ar fi aceea în care pantele ar avea valori apropiate de zero (de exemplu c_p la podul Mackinac proiectat de Steinman). Pantele pozitive corespund unor secțiuni considerate „stabile". Ele pun în evidență posibilitatea unor oscilații limitate la anumite viteze relativ joase ale vîntului, cu efect nefavorabil asupra structurii datorită fenomenului de oboseală.

Leonhardt și Davenport [133] au studiat de asemenea variația coeficienților c_p și c_t pentru o serie de secțiuni de poduri în tunel de vînt : Tacoma, Severn, Tejo și un tip convențional cu grinzi cu zăbrele. În fig. 113 sînt reprezentate curbele obținute pentru cei doi coeficienți precum și curbele coeficienților de antrenare c_a pentru aceleași structuri. Coeficienții c_a au valori sporite la podurile suspendate cu grinzi marginale înalte. La asemenea poduri apare posibilitatea unor oscilații mari în plan orizontal sub acțiunea rafalelor. Panta constantă pozitivă a curbelor c_p pentru cele mai multe secțiuni pune în evidență efectul stabilizator al amortizării aerodinamice. Schimbarea de pantă la curba c_p a secțiunii Tacoma arată o situație nefavorabilă pentru stabilitatea aerodinamică a podului. Valoarea relativ mare a coeficientului c_p la $\alpha = 0$ pentru secțiunea Severn 2 poate explica declanșarea oscilațiilor mici verticale, la vînt orizontal.

Pantele negative ale curbelor c_t pentru secțiunile Tacoma și Tejo arată o diminuare a frecvențelor proprii torsionale prin efecte aerodinamice. Valori exagerat de mari pentru pante (forme abrupte) pun în evidență pe de altă parte forțe mari de torsiune la rafale descendente.

În legătură cu acțiunea rafalelor, A. Davenport recomandă ca încercările în tunel de vînt să fie în viitor astfel organizate încît să poată fi luată în considerare și frecvența oscilațiilor orizontale care

influențează sensibil suprapunerea diferitelor tipuri de oscilații. În felul acesta se va putea ține seama în mai mare măsură de comportarea

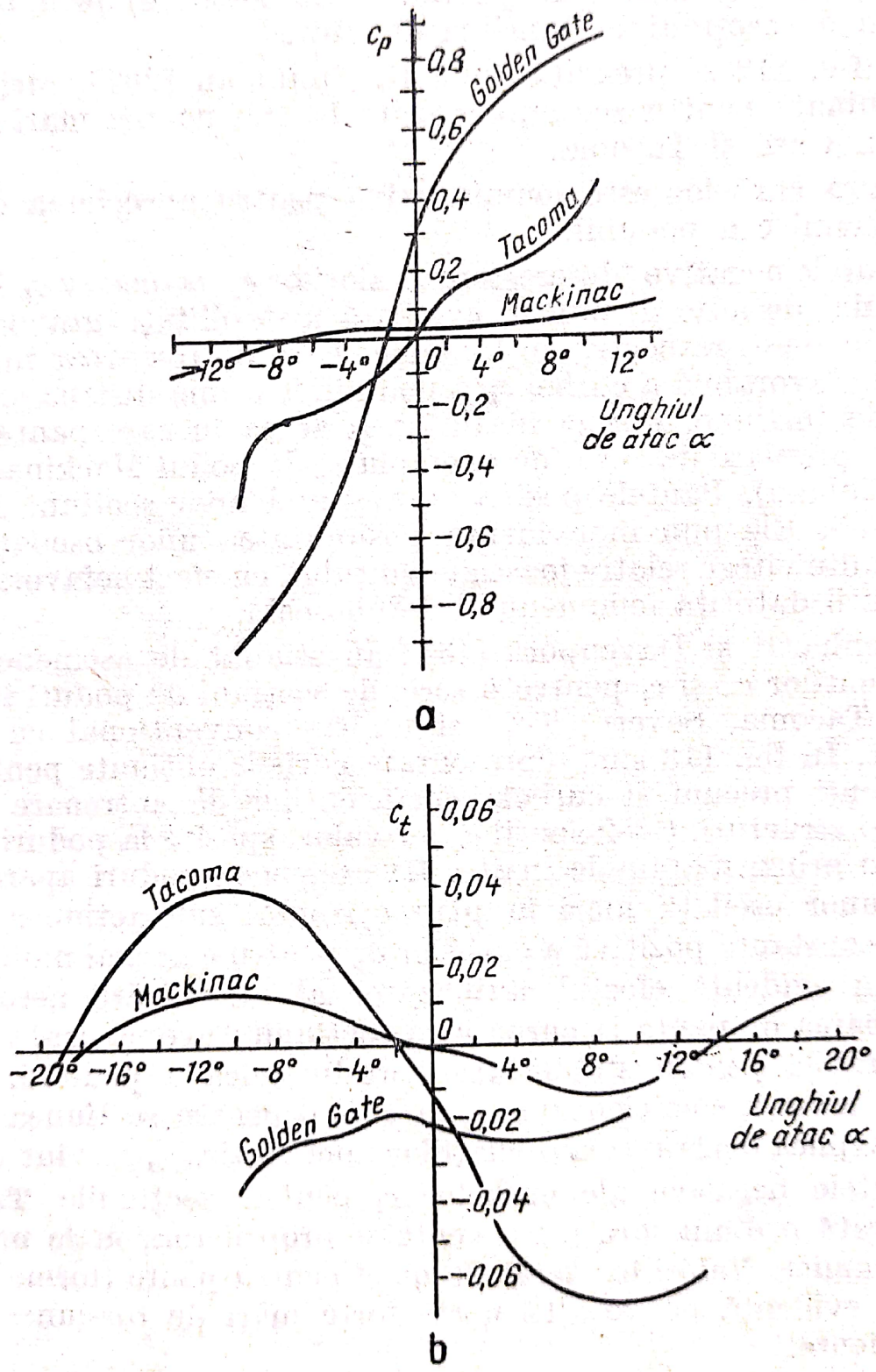


Fig. 112. Variația coeficienților c_p și c_t în funcție de unghiul de atac pentru podurile Tacoma, Mackinac, Golden Gate (după Steinman), [207].

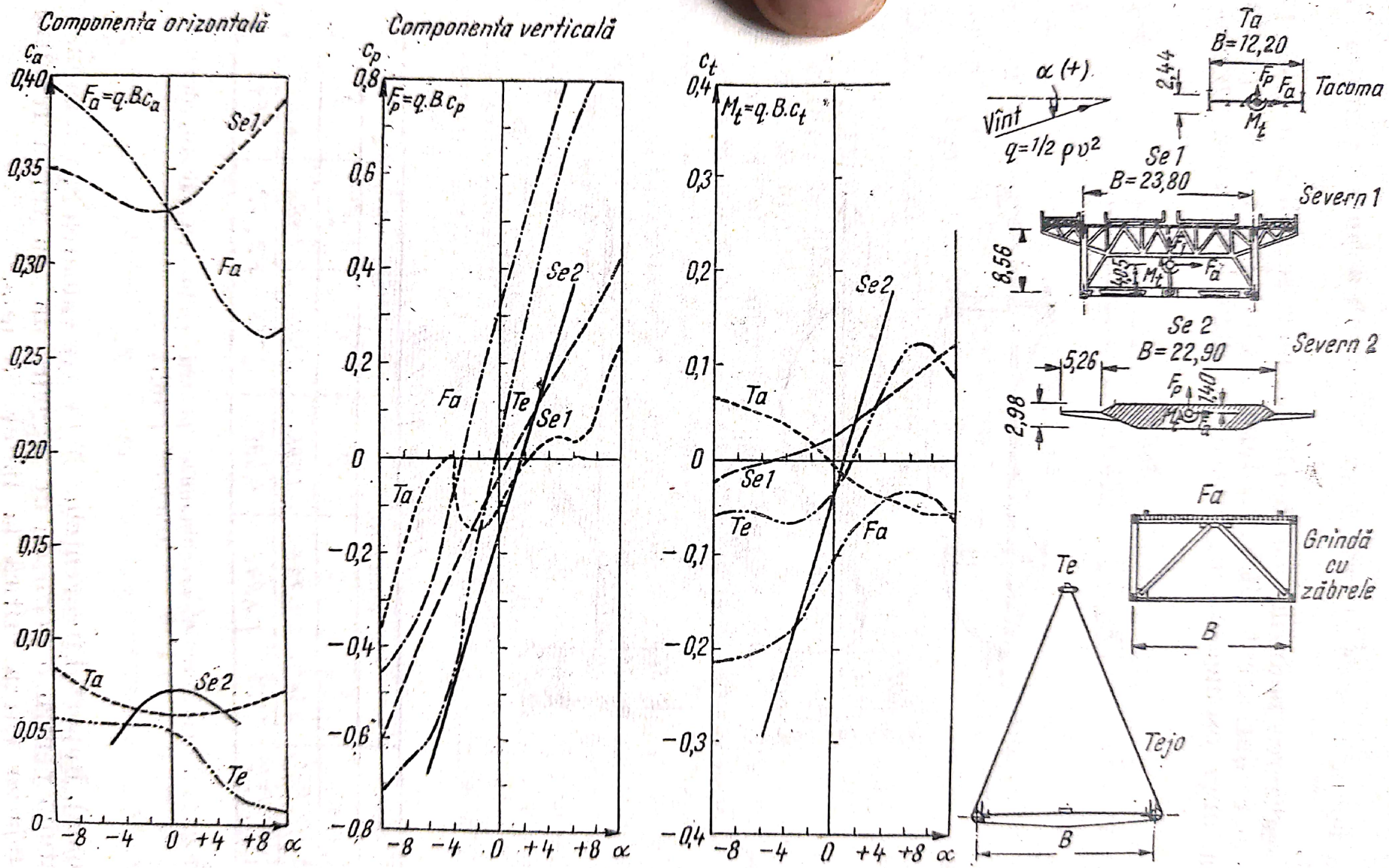
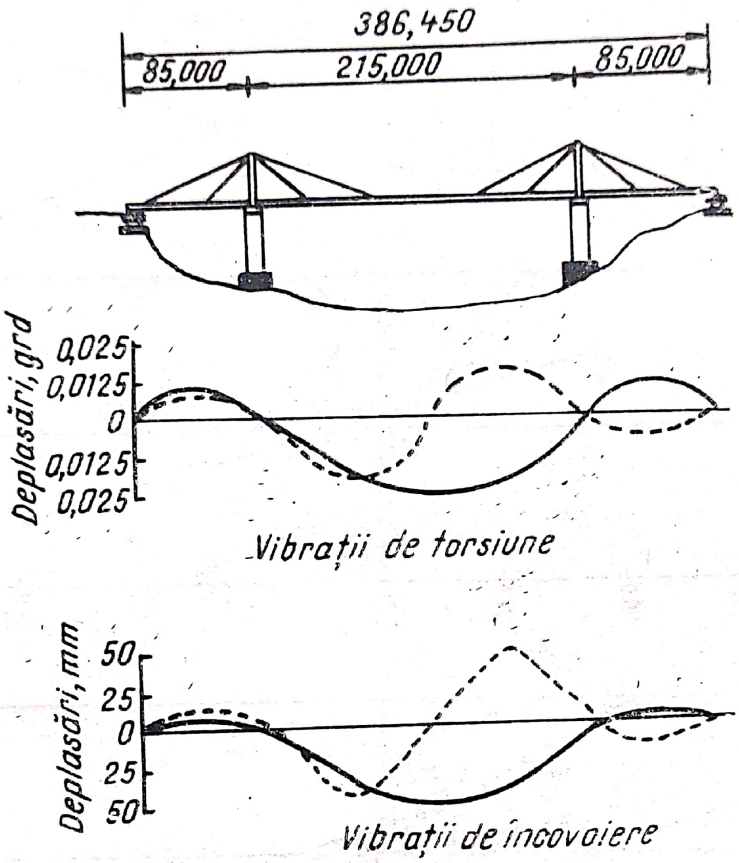


Fig. 113. Variaţia coeficienţilor c_a, c_p, c_t, în funcţie de unghiul de atac (după Leonhardt şi Davenport), [133].

reală a podurilor care în natură se găsesc sub acțiunea vîntului turbulent.

În realizarea podurilor cu deschideri mari se aplică în unele țări soluția cu cabluri drepte (R.F.G., Japonia etc.). În fig. 114 se prezintă schema unui asemenea pod executat lîngă localitatea Omonichi



Frecvențe naturale

Mod	Mod simetric			Mod nesimetric		
Ordin	1	2	3	1	2	3
Vibrații verticale	0,581	1,385	1,795	0,914	1,562	2,249
Vibrații de torsiune	1,706	3,942	4,536	3,055	3,978	5,543

Fig. 114. Caracteristici aerodinamice pentru podul cu cabluri, drept, Omoniki [148].

(J aponia). Raportul frecvențelor N_t/N are valoarea 3, viteza maximă a vîntului pentru o perioadă de regăsire de 100 ani a rezultat de 45,5 m/s iar viteza critică la flater 78 m/s.

Scanned with OKEN Scanner

2.4. PRESCRIPȚII PENTRU ACȚIUNEA VÎNTULUI PE CONSTRUCȚII

2.4.1. PRESCRIPȚII TEHNICE, STANDARDE, NORMATIVE, CODURI

Apariția primelor norme și standarde, încă la sfîrșitul secolului trecut, face parte integrantă din procesul dezvoltării industriale a societății moderne. Dacă la început prescripțiile tehnice urmăreau standardizarea sau tipizarea unor produse ale industriei metalurgice, aplicarea lor s-a lărgit cuprinzînd și domeniul construcțiilor.

Astăzi în întreaga lume proiectarea și executarea construcțiilor nu poate fi concepută în afara cadrului stabilit de prescripțiile tehnice.

În țara noastră standardele au putere de lege, fiind elaborate de un organ central, Institutul român de standardizare; tot putere de lege au și normativele elaborate de ministerele de resort. De la înființarea Comisiei de Standardizare în anul 1948 a fost dusă o muncă susținută de acoperire cu standarde a tuturor domeniilor interesate, printre care și cel al construcțiilor. Rezultatele acestei munci sînt concretizate în cele aproape 300 de standarde de construcții (inclusiv standardele referitoare la materiale) publicate în lucrarea [177].

Standardele trebuie să sintetizeze cunoașterea științifică și experiența inginerească în domeniul la care se referă, să reflecte stadiul pe plan mondial și tehnologia modernă cu luarea în considerație a condițiilor naționale și în același timp să prevadă și posibilitatea unor eventuale abateri de la litera prescripțiilor, atunci cînd acestea sînt justificate din punct de vedere tehnic și științific și nu contrazic spiritul standardului, căci altfel tendințele de perfecționare și progres sînt îngreunate.

Comentariul codului american pentru beton armat [44] arată în legătură cu conținutul standardelor următoarele:

„Un standard nu poate înlocui cunoașterea profundă, experiența și judecata inginerească ... el conține numai reguli minime pentru siguranța construcțiilor și nu poate conferi siguranța pentru toate situațiile neprevăzute".

Activitatea inginerului nu se poate desfășura în afara cadrului stabilit de legile fizicii; în acest spirit T. Y. Lin dedică tratatul său de beton precomprimat „acelor ingineri care respectă legile naturii înaintea prescripțiilor".

Una din interpretările frecvente în activitatea inginerească este cea conform căreia calculele matematice foarte lungi și complicate,

Scanned with OKEN Scanner

eventual la calculator, conduc la rezultate absolut sigure. F. Leonhardt arată în legătură cu această problemă următoarele [132]:

„Cele mai perfecţionate calcule statice sînt inutile dacă concepţia structurii portante este nereuşită sau dacă rezultatele lor nu pot fi folosite efectiv în realizarea unei construcţii raţionale".

Deşi calculele au importanţa lor, care nu poate fi contestată, totuşi „ele reprezintă numai unul din numeroasele elemente de care inginerul are nevoie în exercitarea profesiunii sale. Nu trebuie uitat că proiectarea şi nu calculul este în general scopul activităţii inginereşti şi realizarea unor structuri din ce în ce mai complexe antrenează după sine înţelegerea profundă a principiilor mecanice şi legilor naturii mai degrabă decît a tehnicilor de calcul sau prescripţiilor" [132].

Comportarea reală a structurilor sub sarcini şi studiile experimentale pe modele la scară naturală sau redusă pun în evidenţă acţiunea legilor naturale şi din acest punct de vedere sînt un ajutor esenţial al proiectanţilor. Totuşi, o comparaţie şi o concluzie cu privire la importanţa relativă a cunoştinţelor teoretice şi experienţei practice este dificilă, deoarece una este incompletă fără cealaltă.

Aceste consideraţii în legătură cu prescripţiile de proiectare au fost făcute deoarece în cuprinsul lucrării se întîlnesc numeroase analize comparative cu privire la valorile de proiectare recomandate de diferite prescripţii, din diferite ţări, în legătură cu valorile sarcinilor, coeficienţilor aerodinamici, rezistenţelor materialelor, coeficienţilor de siguranţă etc. Cercetarea diagramelor şi tabelelor comparative nu trebuie să conducă la ideea că activitatea de proiectare are la bază incertitudini şi divergenţe, deoarece tocmai aceste elemente sînt eliminate prin prevederile de siguranţă ale prescripţiilor de proiectare.

Dar, o concluzie logică care rezultă din studiile comparative efectuate este faptul că în proiectare nu se recomandă preluarea parţială a unor elemente din standarde străine, deoarece ele pot fi corect plasate numai în ansamblul standardelor respective şi transplantarea lor în contextul standardelor noastre, cu ale căror prevederi nu sînt coordonate, poate conduce la o reducere a siguranţei structurilor astfel proiectate.

Pe de altă parte, în zonele în care valorile propuse de diferite norme pentru un anumit fenomen sînt puternic divergente, urmează că fenomenul este greu de evaluat prin valori numerice fixe şi deci continuarea calculelor de rezistenţă trebuie făcută ţinînd seama de caracterul aproximativ (simplificat) al valorilor de calcul întrebuinţate.

Scanned with OKEN Scanner

Standardele conţin de obicei elemente generale, unanim acceptate, pentru proiectarea structurilor uzuale. Dat fiind complexitatea problemelor pe care le au astăzi de rezolvat inginerul constructor, într-o epocă de profunde prefaceri economice, conţinutul şi structura standardelor este într-un proces continuu de perfecţionare şi practic, în întreaga lume, la circa 5—10 ani ediţiile sînt reactualizate.

Determinarea corectă a forţelor din vînt pe structuri este astăzi o chestiune importantă ţinînd seama atît de progresele realizate de teoria structurilor cît şi de unele accidente grave provocate de vînt construcţiilor.

Determinarea acţiunii vîntului pe structuri cuprinde în general trei faze, şi anume [187]:

— analiza datelor meteorologice cu privire la viteza vîntului (rugozitate, gradient, rafale etc.);

— simularea efectelor pe structură prin modele studiate în tuneluri aerodinamice;

— sinteza criteriilor meteorologice şi a rezultatelor măsurătorilor şi observaţiilor din tunel.

Aceste etape sînt urmate de dimensionarea şi calculele de rezistenţă ale structurii care se proiectează. Fără însă o definire corectă a acţiunii vîntului natural, cît mai fidelă realităţii fizice, o precizie exagerată în calcule statice complicate este lipsită de logică inginerească.

Dat fiind complexitatea problemelor pe care le implică fiecare din etapele menţionate, inclusiv fuziunea şi sinteza lor, standardizarea acţiunii vîntului pe structuri este o sarcină foarte dificilă. În legătură cu această problemă la Seminarul Internaţional „Efecte ale vîntului pe clădiri şi structuri" care a avut loc în Canada în anul 1967, C. W. Newberry remarca:

„Sînt însă diferenţe majore între standardele naţionale, diferenţe dificil de justificat şi care provin totuşi numai din cunoştinţele noastre insuficiente despre acţiunea vîntului pe clădiri şi structuri" [67].

În capitolul de faţă se încearcă o trecere în revistă a principalelor prevederi referitoare la acţiunea vîntului pe structuri din standardele româneşti şi străine. De multe ori diferenţele între valorile de proiectare recomandate sînt mari. De aceea am considerat util să observăm acest fapt chiar de la început şi explicaţiei date de Newberry i s-ar mai putea adăuga următoarea care aparţine lui Thom, din cadrul aceluiaşi simpozion:

„Deşi cooperarea internaţională în diferitele domenii ale ingineriei şi ştiinţei este suficient de extinsă, în domeniul standardelor ea este încă limitată" [67].

Scanned with OKEN Scanner

Se notează că în cadrul ţărilor socialiste preocuparea pentru coordonarea şi unificarea prescripţiilor de calcul în domeniul construcţiilor se desfăşoară cu succes în cadrul organismelor specializate ale CAER. Observaţia lui Thom are un caracter internaţional mai larg.

2.4.2. VITEZA ŞI PRESIUNEA VÎNTULUI

Alegerea vitezei vîntului, care serveşte ca bază pentru calculul structurilor, depinde în principiu de cunoaşterea unui număr suficient de observaţii meteorologice care să permită estimarea distribuţiei probabilităţii vitezelor pentru un amplasament dat. Dar, deşi vitezele utilizate în prezent pentru definirea presiunii dinamice se bazează pe valori experimentale certe, totuşi ele nu sînt definite întotdeauna ca rezultate statistice a seriei aleatoare de viteze maxime anuale.

De aceea la proiectarea structurilor la care vîntul este o acţiune fundamentală pentru siguranţa construcţiei este bine să se evalueze şi raportul în care se găsesc valorile propuse de norme, faţă de valorile cu o anumită probabilitate de realizare în realitate.

2.4.2.1. **Medierea vitezei vîntului**. Intervalul de timp pentru medierea vitezei vîntului se alege pentru prescripţiile în vigoare în U.R.S.S. 2 min, în S.U.A. 5 min în Japonia şi Italia 10 min, în Anglia 1 min etc.

În Franţa viteza de calcul este viteza rafalelor; ţinînd seama de turbulenţa acţiunii vîntului, respectiv că creşterile locale de viteze şi presiuni datorită rafalelor sînt compensate de reduceri momentane în alte zone, se folosesc coeficienţi de reducere aplicaţi la presiuni. Reducerea presiunilor este proporţională cu logaritmul dimensiunii mari a suprafeţei expuse şi poate fi cel mult 30% (fig. 115). O prevedere similară se află şi în normele belgiene NBN 460.03, precum şi în propunerea de standard pentru încărcări din vînt din S.U.A. [43].

2.4.2.2. **Definirea statistică a vitezei vîntului**. Perioada de regăsire, R, a unei viteze maxime anuale este în ultimă instanţă o măsură a gradului de siguranţă acceptat faţă de acţiunea vîntului. Aceasta deoarece la pct. 2.2.4. s-a arătat că probabilitatea ca viteza maximă anuală, care se întîlneşte o dată la R ani, să nu fie depăşită, se scrie

$$P(<v) = F(v) = 1 - \frac{1}{R} \tag{196}$$

Scanned with OKEN Scanner

Standardul sovietic de vînt recomandă pentru vitezele de proiectare o perioadă de regăsire de 10—15 ani (pentru construcţiile civile şi industriale curente) sau 20 ani (pentru construcţiile înalte, turnuri, antene etc.) [17]. Înregistrările vitezelor vîntului sînt rezul-

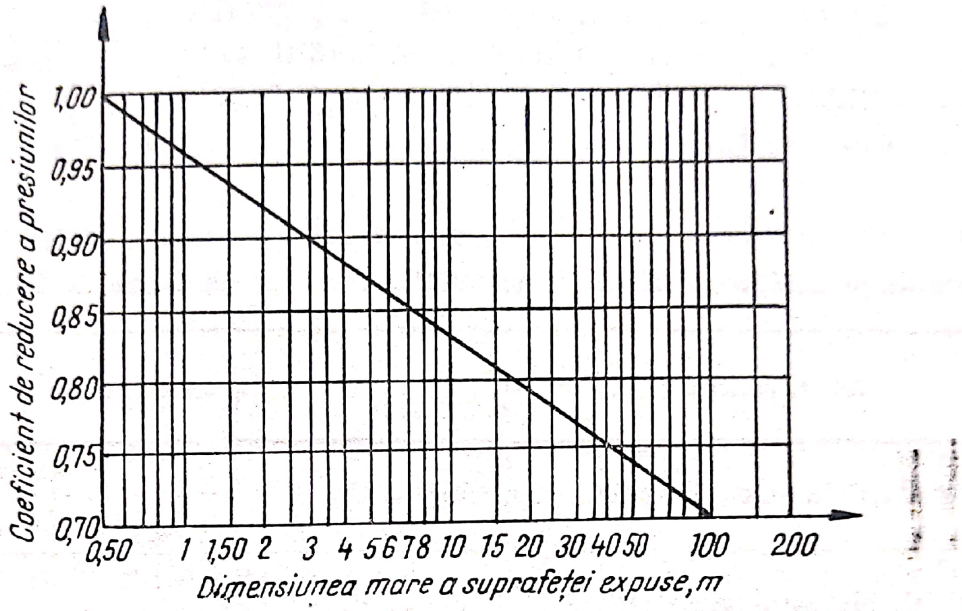


Fig. 115. Coeficientul de reducere al presiunilor dinamice pentru suprafeţe mari, după Règles NV 65.

tatul activităţii sistematice a peste 500 de staţii meteorologice de pe tot cuprinsul Uniunii Sovietice. Pentru cele 7 regiuni climatice în care este împărţit teritoriul U.R.S.S. sînt date şi vitezele vîntului pentru R egal cu 4, 5, 30 şi 50 de ani (în afara lui $R = 10$, 15 şi 20 ani).

În Statele Unite, Thom interpretînd observaţiile celor 138 staţii meteorologice americane defineşte vitezele maxime ale vîntului alegînd pentru perioada de regăsire R valorile 2, 10, 25, 50 şi 100 ani, valori preluate şi în noul standard american [43].

În Règles NV 65 se definesc două viteze : viteza normală şi viteza extremă. Viteza normală este viteza cu probabilitatea de a fi depăşită de 0,003. Viteza extremă este egală cu 1,75 ori viteza normală şi se defineşte ca viteza maximă la care poate fi supusă construcţia în tot timpul existenţei sale.

În Canada, vitezele maxime ale vîntului se definesc pentru o perioadă de regăsire $R = 30$ ani ; în Anglia, $R = 50$ ani etc.

Pentru o imagine cantitativă a influenţei lui R asupra mărimii vitezei în lucrarea [67] se notează :

$$\frac{V_{R=100}}{V_{R=30}} = 1{,}15 \quad \text{şi} \quad \frac{V_{R=100}}{V_{R=50}} = 1{,}08. \tag{197}$$

2.4.2.3. Variația vitezei vîntului cu înălțimea deasupra terenului. Profilul vitezelor vîntului pe înălțime se dă în majoritatea standardelor actuale în funcție de viteza de bază definită la 10 m, V_{10}. Excepție face „Propunerea de standard pentru încercări din vînt" din S.U.A., unde este introdus conceptul de gradient al vitezei, V_G, și înălțimea gradientului, H_G, așa cum s-a văzut la pct. 2.2.3. Principalele propuneri pentru variația pe înălțime a vitezelor vîntului sînt date în tabelul 32.

Tabelul 32

Variația pe înălțime a vitezelor vîntului, în funcție de viteza de bază, V_{10}

Nr. crt.	Autor, prescripții	Ecuația vitezelor
1	Prandtl (Standardul sovietic)	$V_H = V_{10} \cdot \left[\ln\left(\frac{H}{10}\right)\right] \Big/ \ln\frac{10}{k}$ [1] $k = 0{,}05$
2	British Meteorological Office	$V_H = V_{10} \cdot \left(\frac{H}{10}\right)^{0{,}13}$
3	Thom (Standardul ASA A.58—1)	$V_H = V_{10}\left(\frac{H}{10}\right)^{1/7}$
4	Shellard	$V_H = V_{10} \cdot \left(\frac{H}{10}\right)^{0{,}17}$
5	Hellman (Standardul C P 3, 1952)	$V_H = V_{10}\{0{,}237[1 + 2{,}81 \cdot \lg(H + 4{,}75)]\}$
6	Standardul danez	$V_H = V_{10}\frac{2}{3}\left(1+\frac{1}{2}\lg H\right)$ [2]
7	—	$V_H = V_{10} \cdot \left(\frac{H}{10}\right)^{1/5}$

[1] Valori practic egale cu ecuația propusă de Thom.
[2] Formula este prelucrată din expresia originală.

La Institutul meteorologic din București se utilizează formula din prescripțiile sovietice propusă după Prandtl.

Formulele sînt stabilite pentru profilul vitezelor vîntului în cîmp deschis, în afara orașelor, iar vitezele de bază V_{10} sînt vitezele măsurate în aceste condiții. Extrapolarea lor în orașe nu este corectă (v. § 2.2) și în acest sens se recomandă utilizarea conceptului lui Davenport.

Scanned with OKEN Scanner

2.4.2.4. **Presiunea dinamică a vîntului.** Presiunea dinamică a vîntului a fost definită în paragraful 2.2. Aşa cum s-a văzut acolo într-o formulare generală, valorile acesteia depind în mare măsură de condiţiile topografice concrete. În acest paragraf se accentuează faptul că eventualele elemente de microrelief cum ar fi pante, rampe, dealuri şi văi locale, prezenţa unor construcţii în vecinătatea obiectului care se proiectează, prezenţa unui strat gros de zăpadă etc., pot ridica unele probleme prin modificarea presiunii dinamice de bază. Astfel:

— suprafaţa terenului în rampă faţă de direcţia vîntului majorează presiunea dinamică a vîntului; similar, suprafaţa terenului în pantă faţă de direcţia vîntului reduce presiunea dinamică a acestuia. Acest efect poate fi neglijat dacă tangenta unghiului de înclinare a suprafeţei solului faţă de orizontală este $\leqslant 0{,}3$;

— prezenţa unui strat gros şi neted de zăpadă modifică profilul vitezelor vîntului pe înălţime, provocînd creşteri spre sol [6];

— normele franceze NV 65 indică pentru depresiuni locale, reduceri ale presiunilor de bază de circa 20%; La fel, în vecinătatea mării sau lacurilor întinse, pe o distanţă pe ţărm pînă la 6 km de la mal, sporuri pînă la 25—35%;

— un efect important asupra acţiunii vîntului pe o construcţie îl are poziţia acesteia faţă de construcţiile învecinate. Acţiunea vîntului poate avea efecte neplăcute dacă noua construcţie zveltă şi flexibilă se află în zona de curgere turbulentă a aerului după depăşirea obstacolelor precedente. Pentru studiul unor asemenea fenomene se recomandă modelarea în tunele aerodinamice;

— pentru construcţii unde sarcina din vînt are o pondere importantă este bine să se cerceteze roza vînturilor din regiunea respectivă care poate furniza informaţii utile (fig. 116).

Variaţia continuă pe înălţime a presiunii dinamice a vîntului se înlocuieşte în proiectare cu diagrame simplificate, liniare sau în trepte. Modul în care se face această simplificare este evident subiectiv şi se reflectă ca atare în standardele de vînt.

În STAS 946-56 presiunile vîntului sînt date pe înălţime pentru trepte de la 10 m pînă la 150 m după care presiunea vîntului se consideră constantă. În ASA A.58.1 treptele de înălţime sînt 0—10; 10—15; 15—30; 30—150; 150—360 şi peste 360 m. În CP3 sînt indicate trepte de 3 m pînă la înălţimea de 60 m. În CNR UNI 10012 sînt două trepte, sub 20 m şi peste 100 m între care variaţia presiunilor este liniară. În DIN 1055 sînt trei trepte: 8—20; 20—100 şi peste 100 m. Règles NV 65 recomandă utilizarea diagramelor convenţionale, lăsînd însă la alegerea proiectantului modul concret în care se face aceasta.

Scanned with OKEN Scanner

Treptele variației pe înălțime a presiunilor din standardul de vînt românesc se situează la mijloc, între variațiile exponențiale date de ecuația (151) cu exponentul α_1 egal cu 0,28 și respectiv 0,40.

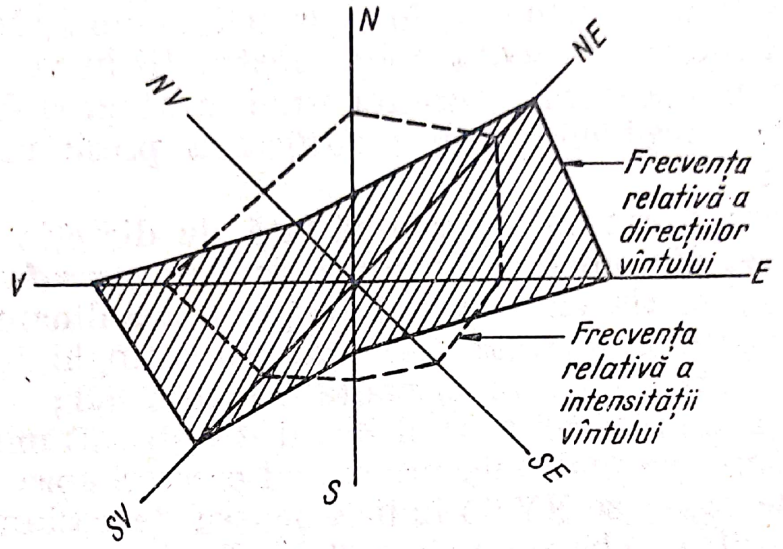


Fig. 116. Roza direcției și intensității medii anuale a vînturilor din București între anii 1941—1950 [210].

Valorile presiunii dinamice de bază în diferite țări, în funcție de zonarea climatică a fiecăreia, sînt următoarele :

— R.D.G. și R.F.G. 50 kgf/m² (0 — 8 m) și 80 kgf/m² (8 — 15 m);
— Italia 60, 80, 100 și 120 kgf/m² pentru înălțimi $\leqslant$ 20 m;
— S.U.A. 100, 125, 150, 175, 200, 225 și 250 kgf/m² pentru înălțimi de 9—15 m;
— Japonia 170, 125 și 85 kgf/m² pentru înălțimi de 8—15 m;
— Franța 50,70 și 90 kgf/m² — încărcări normale
87, 122 și 157 kgf/m² — încărcări extreme, toate la înălțimi de 10 m etc.

În România [106], teritoriul este împărțit în două zone climatice din punct de vedere al intensității acțiunii vîntului, și anume : zona cu presiune dinamică de bază de 50 kgf/m² și zona cu presiune dinamică de bază de 70 kgf/m² (fig. 117).

Variația pe înălțime a presiunii dinamice de bază conform proiectului de standard 960-70 și STAS 966-56 este dată în tabelul 33.

2.4.3. FORȚE DIN VÎNT PENTRU STRUCTURI CU RĂSPUNS STATIC

Acțiunea de ansamblu produsă de presiunea dinamică a vîntului, q, asupra unei construcții poate fi exprimată prin rezultanta vectorială a tuturor forțelor aerodinamice care acționează pe suprafața expusă.

Scanned with OKEN Scanner

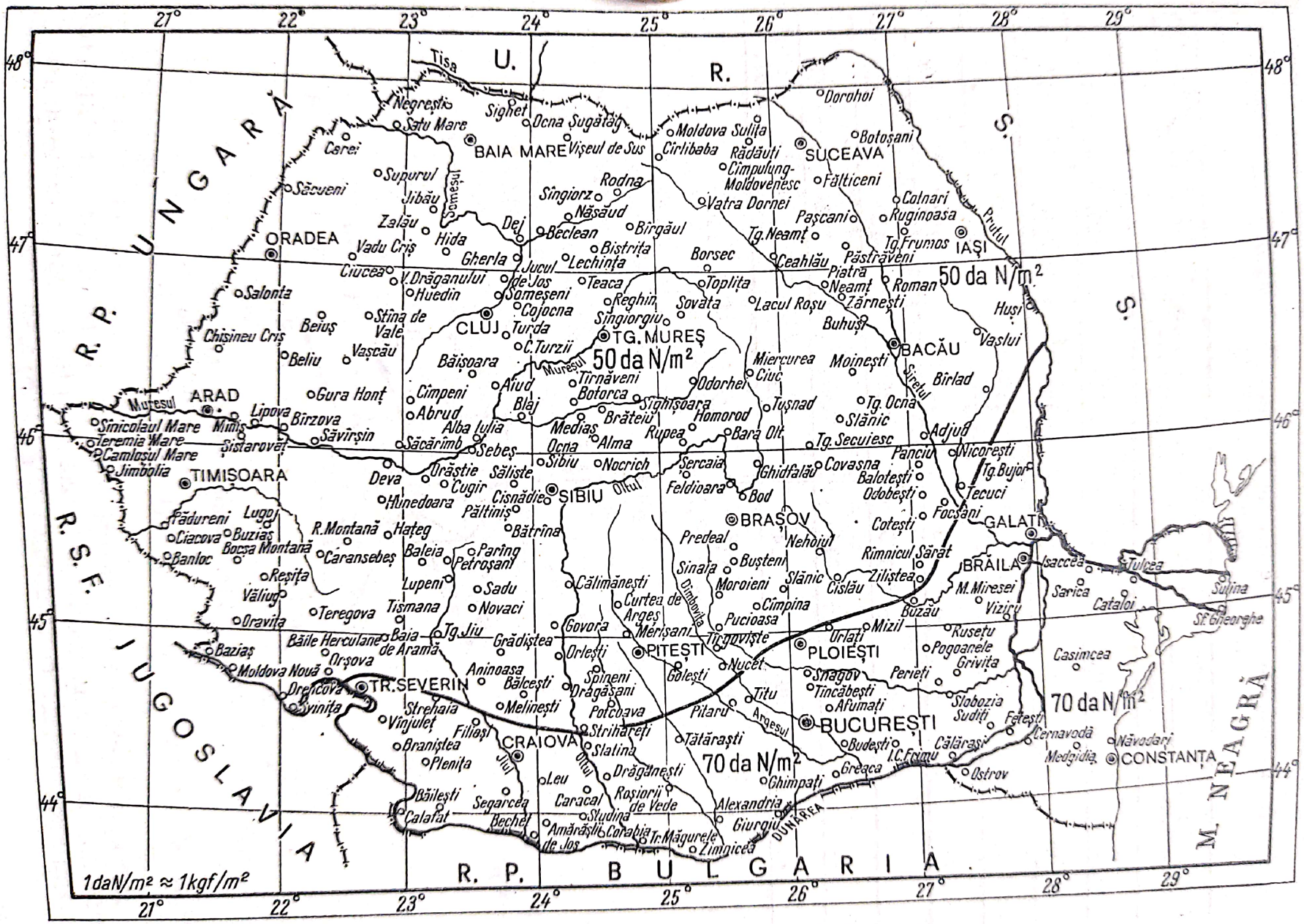


Fig. 117. Încărcarea din vînt în R.S. România.

Tabelul 33

Presiunea dinamică la diferite înălţimi deasupra terenului după STAS 946-56 şi proiect STAS 966-70

Înălţimea deasupra terenului, m	La presiunea dinamică de bază la sol de (kgf/m²)		Înălţimea deasupra terenului, m	La presiunea dinamică de bază la sol de (kgf/m²)	
	50	70		50	70
⩽10	50	70	90	107	137
20	57	76	100	112	142
30	66	85	110	117	147
40	74	95	120	122	152
50	82	105	130	127	157
60	90	114	140	132	162
70	96	124	150	137	167
80	102	131	> 150	140	170

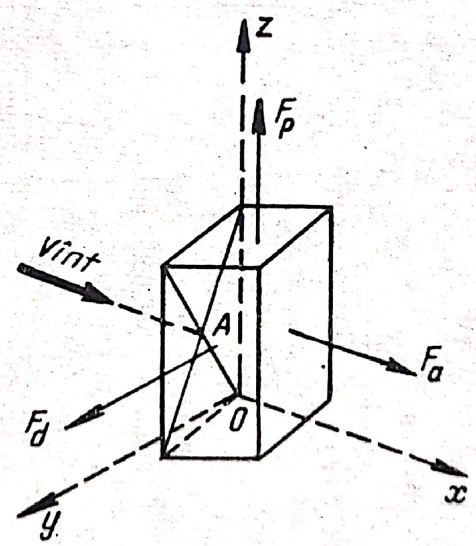


Fig. 118. Componentele forţei totale din vînt pe construcţie [180].

Direcţia acestei forţe rezultante poate fi diferită de direcţia vîntului. În cazul general, forţa rezultantă pe construcţie poate fi descompusă în trei componente (fig. 118):

Scanned with OKEN Scanner

— o componentă orizontală, în direcția vîntului, denumită forță de antrenare, F_a;

— o componentă verticală, într-un plan normal pe direcția vîntului, denumită forță de portanță (sau de liftare), F_p;

— o componentă orizontală, perpendiculară pe direcția vîntului, denumită forță de derivă, F_d.

Pentru a constata efectul mecanic al forței rezultante față de un punct al construcției (centrul de greutate, un colț al bazei clădirii etc.) trebuie redusă forța în punctul respectiv. Rezultatul reducerii este vectorul forță rezultantă (același oricare ar fi polul ales pentru reducere) și un vector moment față de punctul respectiv, M. Acesta din urmă poate fi descompus în două componente vectoriale, una într-un plan vertical iar cealaltă într-un plan orizontal, cu efecte asupra construcției de torsiune și respectiv răsturnare.

Deci, în cazul cel mai general, acțiunea globală a vîntului pe o structură se reduce la o forță de antrenare, o forță de portanță, o forță de derivă, un cuplu de torsiune și un cuplu de răsturnare.

Determinarea acestor acțiuni pe structură se face cu ajutorul coeficienților aerodinamici.

Coeficientul aerodinamic, notat c, se definește ca raportul între presiunea exercitată de vînt într-un punct al suprafeței construcției și presiunea dinamică a vîntului (presiunea se consideră acționînd normal pe suprafață).

Deoarece presiunile care acționează pe o construcție nu sînt uniforme pe întreaga suprafață sau pe diferitele fețe ale construcției, este necesar a evalua separat coeficienții aerodinamici pe anumite porțiuni ale unei suprafețe și pentru diferitele fețe ale construcției.

În standardele de vînt coeficientul aerodinamic pentru o suprafață nu definește de obicei distribuția presiunilor pe suprafață ci numai valoarea medie a acestei distribuții (fig. 119).

Coeficientul c depinde în principal de forma construcției și de unghiul de atac al vîntului, respectiv de poziția construcției față de curentul de aer. El reprezintă un mijloc sintetic de evaluare a efectului formei construcției asupra presiunii sau forțelor din vînt.

Baines [20] a arătat că alura și mărimea coeficienților aerodinamici depind în mare măsură și de profilul vitezelor vîntului pe înălțime (fig. 120). De acest fapt trebuie ținut seama în modelarea acțiunii vîntului în tunelurile aerodinamice.

Coeficienții aerodinamici se micșorează cînd numărul Reynolds crește ($\mathrm{Re} = Vd/\nu$). Aceasta, deoarece forța aerodinamică transmisă de curgerea turbulentă pe obiect este mai mică decît cea transmisă de curgerea laminară și, după cum se știe, caracterul curgerii este definit de numărul Reynolds: pentru valori Re mici curgerea este

Scanned with OKEN Scanner

laminară, la valori Re mari curgerea în spatele obiectului este turbulentă, iar în domeniul critic pentru Re, curgerea este instabilă variind în timp de la laminară la turbulentă și invers [6].

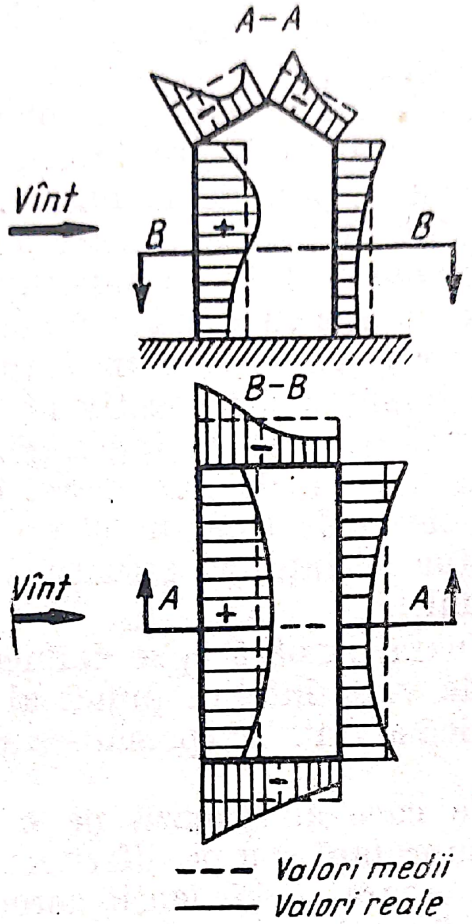


Fig. 119. Coeficientul aerodinamic pentru o suprafață [172].

Într-o oarecare măsură coeficientul aerodinamic este influențat de frecarea aerului pe construcție și depinde (observația avînd însă valabilitate limitată) de dimensiunile generale ale construcției.

În cazul general, în aerodinamică, parametrii care determină mărimea coeficienților de presiune sînt pe de o parte cei ai aerului (respectiv valoarea vitezei, presiunii și temperaturii aerului și variația acestor mărimi în timp), iar pe de altă parte cei ai obstacolului (dimensiuni, formă, rugozitatea suprafeței, orientarea față de direcția aerului, eventuale obstacole învecinate). Coeficienții dați pentru vînt nu pot fi deci extrapolați direct pentru orice acțiune aerodinamică (unde de șoc la explozii etc. [6]).

Valorile coeficienților aerodinamici sînt empirice și se determină experimental, în tunelurile aerodinamice. Celor trei componente ale

forţei totale din vînt, respectiv forţelor F_a, F_p, şi F_d le corespund trei coeficienţi aerodinamici, şi anume : coeficientul aerodinamic de antrenare c_u, coeficientul aerodinamic de portanţă c_p şi coeficientul aerodinamic de derivă c_d.

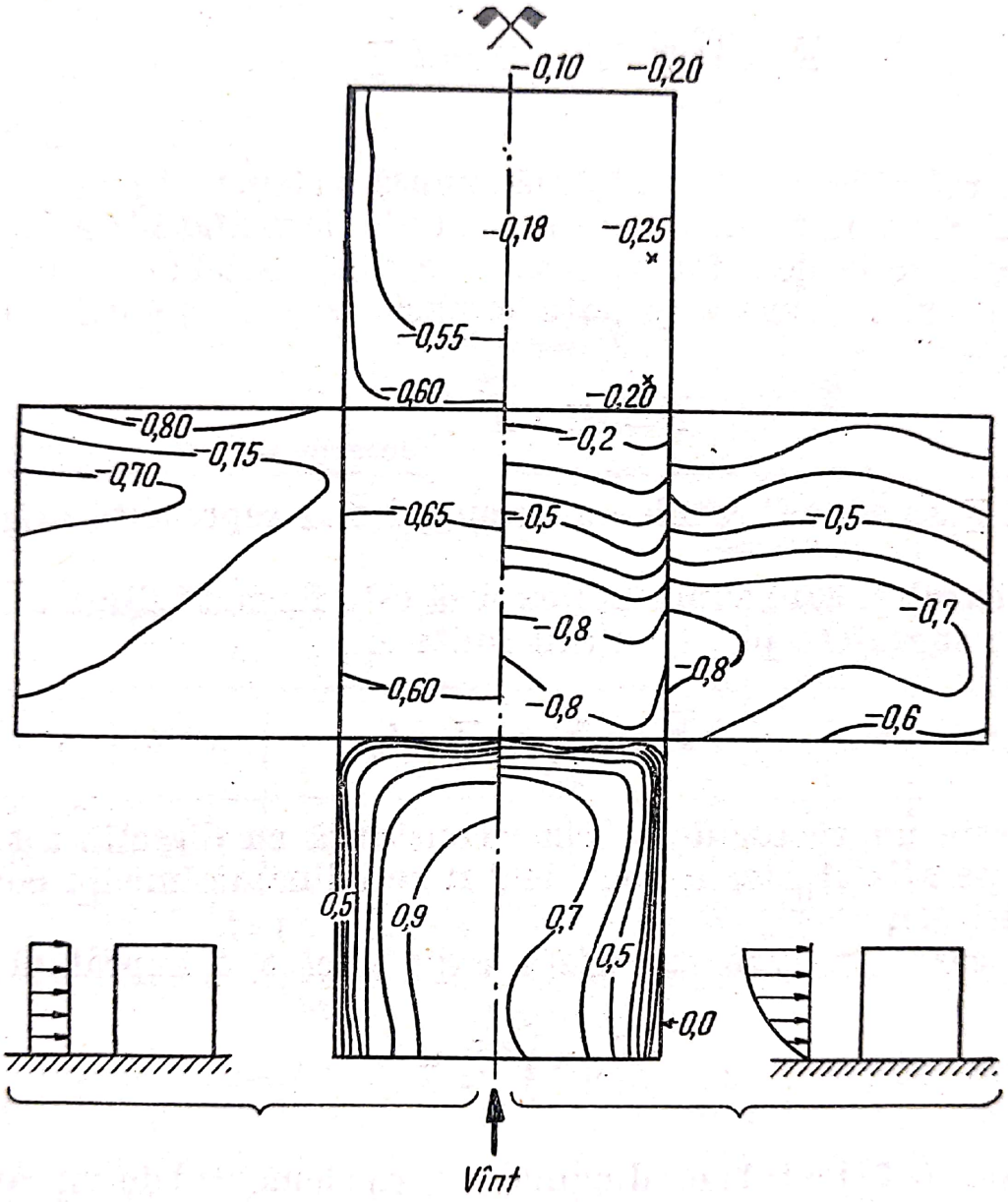


Fig. 120. Variaţia coeficienţilor aerodinamici pe suprafaţa desfăşurată a unui cub în funcţie de profilul vitezelor pe înălţime (după Baines).

Acţiunea unitară exercitată de vînt pe feţele unei construcţii, p, se exprimă prin produsul dintre presiunea dinamică q şi coeficientul aerodinamic c,

$$p = cq. \qquad (198)$$

Prin convenție c se consideră pozitiv pentru presiuni și negativ pentru sucțiuni.

Forța rezultantă din vînt pe structură se obține sumînd presiunile exercitate de vînt pe întreaga suprafață expusă vîntului:

$$\overline{F} = \iint \overline{p}\, dA\,; \quad \overline{p} = c\,\overline{q} \tag{199}$$

unde A se referă la suprafața totală expusă a structurii, iar vectorul $\overline{p}$ este considerat normal pe elementul de suprafață dA ($\overline{p} = \overline{p}_n$).

Se poate scrie deci forța totală din vînt astfel:

— în cazul în care suprafața expusă este o singură suprafață plană,

$$\overline{F} = c\overline{q} \cdot A \tag{200}$$

unde c și $\overline{q}$ au semnificațiile cunoscute, iar A reprezintă aria suprafeței;

— în cazul în care suprafața expusă este formată dintr-un număr finit n de suprafețe plane cu arii finite A_i,

$$\overline{F} = \sum_{i=1}^{n} c_i \cdot \overline{q}_i \cdot A_i \tag{201}$$

unde $\overline{q}_i$ este un vector de mărime constantă cu direcția tot timpul normală pe aria A_i, iar c_i coeficientul aerodinamic mediu corespunzător ariei A_i;

— în cazul în care suprafața expusă este o suprafață curbă,

$$\overline{F} = \int c\overline{q} \cdot dA \tag{202}$$

unde c este coeficientul aerodinamic pentru elementul de suprafață dA iar $\overline{q}$ este un vector cu modul constant și direcția normală pe elementul dA.

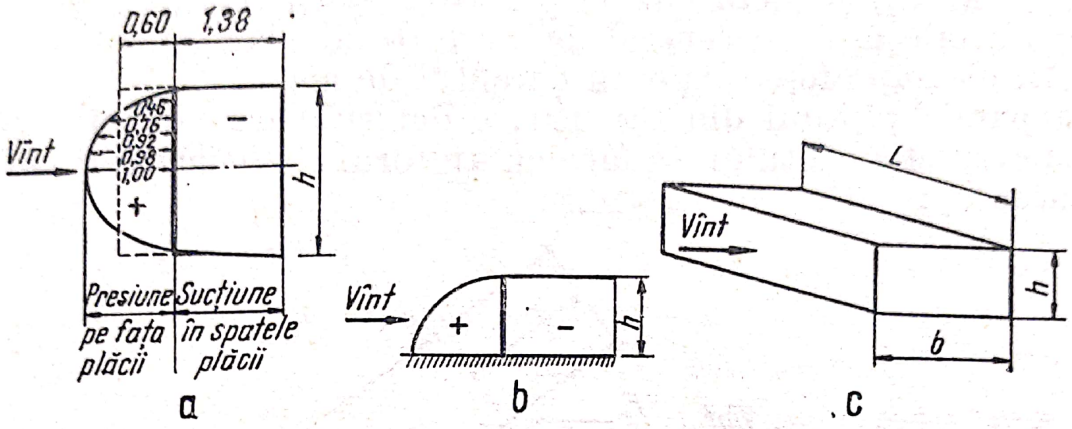
În aceste relații $\overline{q}$ este presupus constant, respectiv cum $|\overline{q}| = v^2/16$, relațiile (200)—(201) sînt scrise pentru un cîmp de viteze constant.

Din cele arătate rezultă că, coeficientul aerodinamic este o mărime care caracterizează relația dintre presiunea dinamică a vîntului și forțele pe care le generează.

În fig. 121, 122 și 123, sînt dați după [226], coeficienții aerodinamici, distribuția presiunilor și forțele din vînt pentru cîteva corpuri elementare.

Scanned with OKEN Scanner

Astfel, în fig. 121, *a*, este indicată distribuţia presiunilor pentru vînt normal pe faţa elementului la o placă plană. Dacă placa este infinit lungă, curentul de aer o traversează ocolind cele două muchii



Pentru vînt normal pe faţa elementului

	Placă plană							Placă plană aşezată pe sol			Paralelipiped		
L/h	1,0	2,0	5,0	10	20	40	∞	1,0	10	∞	∞	∞	∞
b/h	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1	1,0	6,0
Media presiunilor (pe faţa elementului) $+c_a$	0,76						0,60	0,72		0,60			
Media suctiunilor (din spatele elementului $-c_a$	0,36						1,38	0,38		0,60			
Total	1,12	1,19	1,20	1,23	1,42	1,66	1,98	1,10	1,20	1,20	1,95	2,03	0,90

Fig. 121. Coeficienţii aerodinamici pentru corpuri elementare (după Fage şi Johansen) [226].

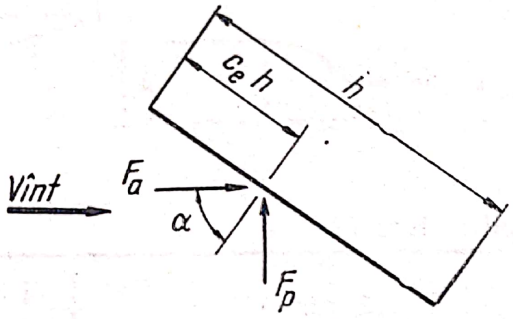
lungi. Coeficientul aerodinamic de antrenare total, obţinut din sumarea presiunilor şi suctiunilor medii pe cele două feţe ale plăcii este: $+0{,}6 - (-1{,}38) = 1{,}98$. Dacă placa este pătrată, deoarece curgerea aerului se produce de-a lungul întregului perimetru, coeficientul global de antrenare este mai mic (1,18). Dacă se înlocuieşte placa cu un disc circular, pe conturul căruia curgerea este mai uniformă decît în cazul plăcii pătrate, coeficientul global de antrenare scade şi mai mult, pînă la 1,11. Pentru o placă aşezată pe sol (fig. 121, *b*), coeficienţii aerodinamici sînt mai mici decît în cazul cînd placa este liberă în curentul de aer. Se observă de asemenea că suctiunile din spatele plăcii depăşesc presiunile care se exercită pe faţa elementului (de exemplu: $1{,}38 > 0{,}6$).

Figura 122 cuprinde variaţia coeficienţilor aerodinamici de antrenare şi de portanţă în funcţie de orientarea în curentul de aer pentru

o placă plană cu trei rapoarte diferite ale lungimii laturilor ; aria utilizată pentru calculul forţei totale, fie de antrenare ($F_a = c_a \cdot q \cdot A$), fie de portanţă ($F_p = c_p \cdot q \cdot A$), este aria suprafeţei plăcii.

Sînt indicaţi şi coeficienţi c_e pentru excentricitatea de aplicare a forţei totale faţă de centrul de greutate al plăcii, pentru diferite înclinări ale suprafeţei plane în curentul de aer.

La paralelipipedul din fig. 121, *c* determinarea forţei aerodinamice, în direcţia vîntului, se face cu ajutorul coeficientului global de antrenare c_a :



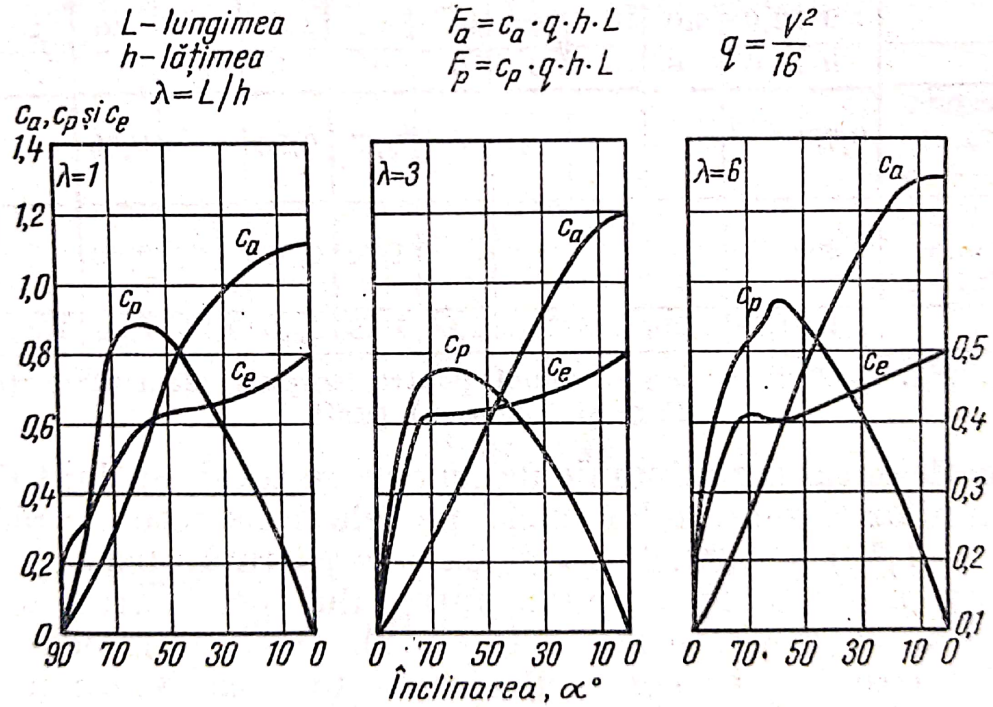


Fig. 122. Coeficienţi aerodinamici pentru placă plană cu diferite înclinări faţă de direcţia vîntului [226].

$$F_a = c_a \, q \, A \qquad (203)$$

unde q este presiunea dinamică a vîntului, iar A, suprafaţa expusă, adică $b \times h$ (se observă că forţa scade cînd raportul b/h se micşorează).

Determinarea practică a forţelor din vînt pe o construcţie se poate face în două feluri, şi anume : cu ajutorul coeficienţilor de presiune

Scanned with OKEN Scanner

(coeficienţi aerodinamici de presiune) sau cu ajutorul coeficienţilor de forţă (coeficienţi aerodinamici globali).

În primul caz, forţa totală se obţine sumînd forţele aerodinamice aplicate normal pe feţele construcţiei. Fiecare asemenea forţă aerodinamică se calculează ca produsul dintre presiunea dinamică q, coeficientul aerodinamic mediu pentru suprafaţa respectivă c_i, şi aria suprafeţei, A_i :

$$F_i = c_i \, q \, A_i$$

şi

$$F = \sum_{i=1}^{n} F_i. \qquad (204)$$

În al doilea caz, forţa totală se obţine ca produsul dintre presiu-

Forma profilului şi direcţia vîntului	c_a	c_p
→	2,03	0
→	1,96 2,01	0
→	2,04	0
→	1,81	0
→	2,00	0,3
→	1,83	2,07
→	1,99	−0,09
→	1,62	−0,48
→	2,01	0
→	1,99	−1,19
→	2,19	0

Fig. 123. Coeficienţi aerodinamici pentru profile metalice de lungime infinită (după Flachsbart) [226].

Scanned with OKEN Scanner

nea dinamică q, coeficientul global de forță, c_f și aria proiecției construcției pe un plan perpendicular pe direcția vîntului, $A_\perp$ (fig. 124):

$$F = c_f\, q\, A_\perp. \tag{205}$$

Pentru construcțiile mărginite de suprafețe curbe (cilindrice, sfere etc.), sau cu volume complicate, uneori chiar și în cazul unor forme simple și regulate, cea de a doua cale de obținere a forțelor din vînt este mai puțin laborioasă și mai practică.

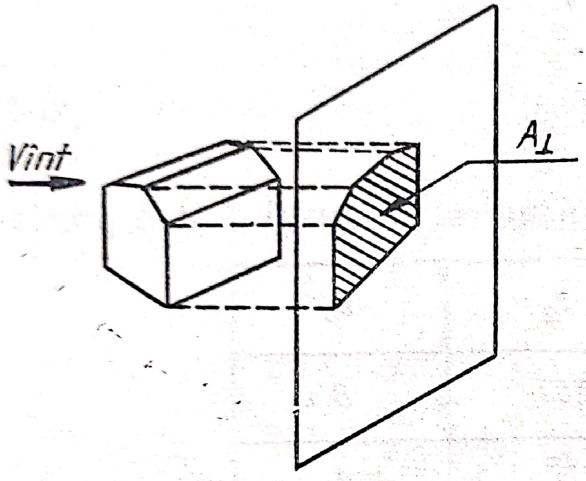


Fig. 124. Aria proiecției clădirii pe un plan normal pe direcția vîntului [180].

Determinarea forțelor din vînt este o problemă dinamică. Totuși, pentru multe structuri efectul vîntului este considerat prin presiuni aplicate static. Neglijarea naturii dinamice a forțelor din vînt este justificată, în cazul construcțiilor curente, de comportarea lor la vînt, prin resurse interioare de adaptare față de solicitarea exterioară dinamică. Denumirile de acțiune dinamică și acțiune statică a vîntului pe o structură sînt de altfel convenționale întrucît caracterul acțiunii vîntului pe structuri (dinamic sau static) depinde în egală măsură de proprietățile vîntului și de proprietățile structurii.

Pentru structuri cu răspuns static la acțiunea vîntului forța din vînt pe structură poate fi exprimată printr-o ecuație de tipul [141],

$$F = f(V,\ A,\ S). \tag{206}$$

adică ca o funcție de viteza vîntului V, suprafața expusă A și forma construcției S. Cu viteză, formă și dimensiuni unice ecuația (206) conduce la o soluție unică.

Pentru a fi utilizată ca bază de plecare în standardizarea forțelor din vînt ecuația (206) se rescrie sub forma [141],

$$F = f(V)\ \cdot f(A)\ \cdot f(S) \tag{207}$$

adică considerînd viteza, aria și forma ca variabile independente. Acest mod simplificat de formulare a problemei constituie o aproximare fundamentală a acțiunii vîntului, care este însă suficient de corectă pentru cele mai multe cazuri practice.

În relația (207) $f(V)$ reprezintă simbolic presiunea dinamică a vîntului, $f(S)$, coeficienții aerodinamici c, iar $f(A)$ suprafața clădirii.

Scanned with OKEN Scanner

2.4.4.1. **Construcții închise de formă dreptunghiulară în plan, cu acoperișuri cu una sau două pante.** În tabelul 34 și fig. 126 sînt sintetizate prevederile standardelor din diferite țări cu privire la mărimea coeficienților aerodinamici de presiune pe acoperișurile construcțiilor cu următoarele caracteristici (fig. 125):

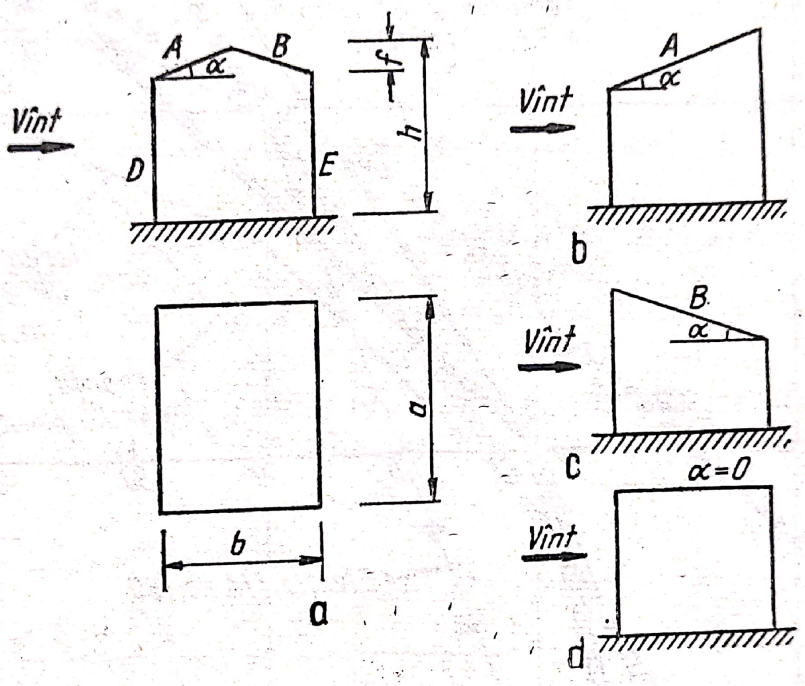


Fig. 125. Construcții închise de formă dreptunghiulară în plan cu acoperișuri cu una sau două pante.

— forma clădirii în plan este un dreptunghi de dimensiuni $a \times b$, înălțimea totală a clădirii fiind notată în h, iar săgeata acoperișului cu f;

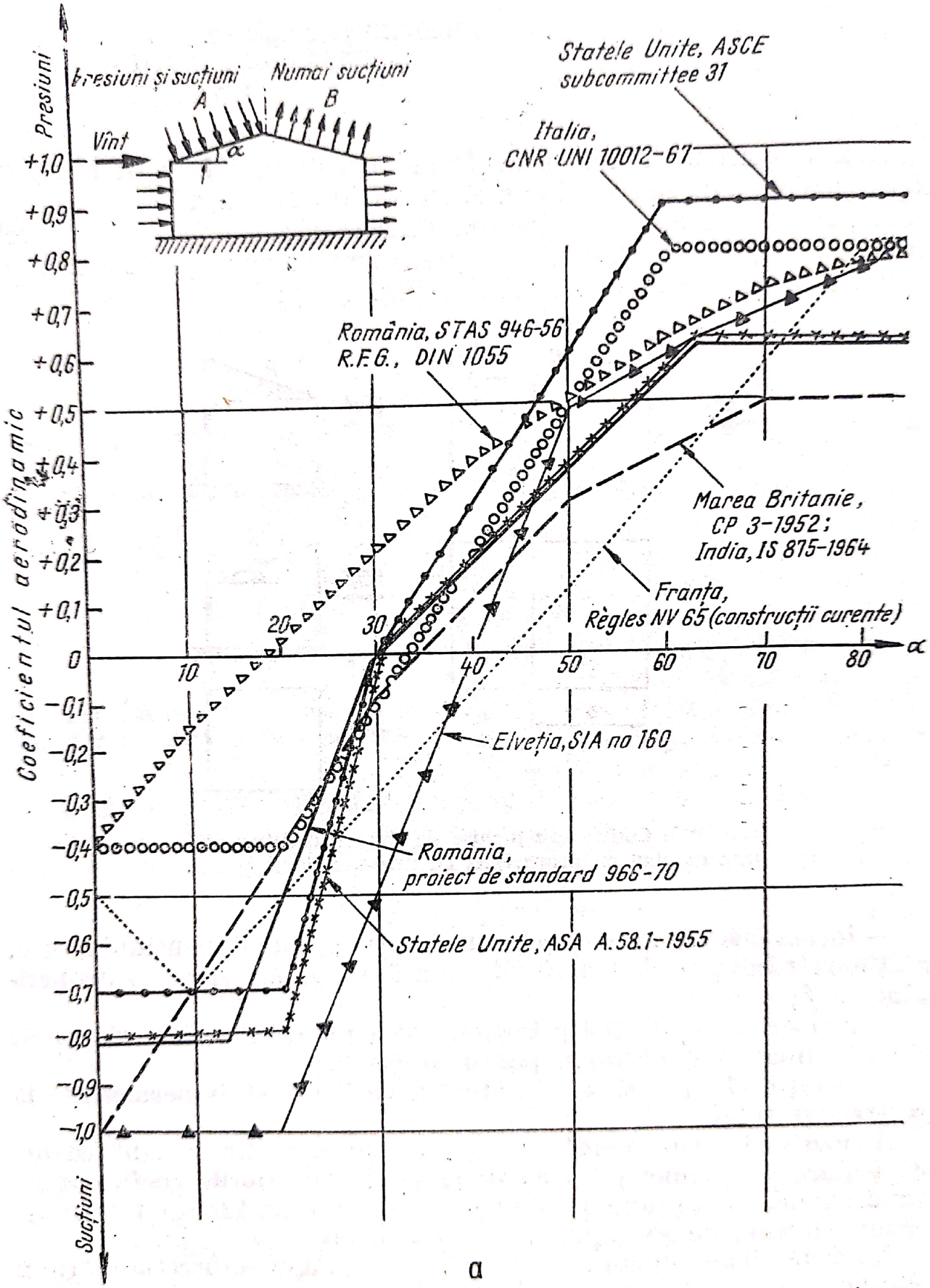
— acoperișul poate fi tip terasă, adică plan, cu o singură pantă, adică înclinat, sau cu două pante simetrice;

— pereții clădirii sînt considerați verticali și impermeabili la trecerea vîntului.

Acoperișurile tip terasă sau acoperișurile înclinate sînt cazuri particulare ale acoperișului cu două pante și valorile coeficienților aerodinamici de presiune pot fi obținute tot din fig. 126 sau tabelul 34 (pentru terase, de exemplu, se ia $\alpha = 0$ etc.).

Coeficienții aerodinamici se referă la situația cînd direcția vîntului este normală pe coama acoperișului. Aceasta este de obicei condiția de încărcare cea mai defavorabilă pentru acest tip de acoperiș.

Scanned with OKEN Scanner



a

Fig. 126. Coeficienții aerodinamici pentru aco

a — pentru panta A;

Scanned with OKEN Scanner

Împrăştierea valorilor coeficienţilor, pentru o înclinare dată a acoperişului, se datoreşte în primul rînd faptului că valorile standardizate nu iau în consideraţie explicit rapoartele dimensiunilor clădirilor (h/a, h/b, a/b, f/h etc.).

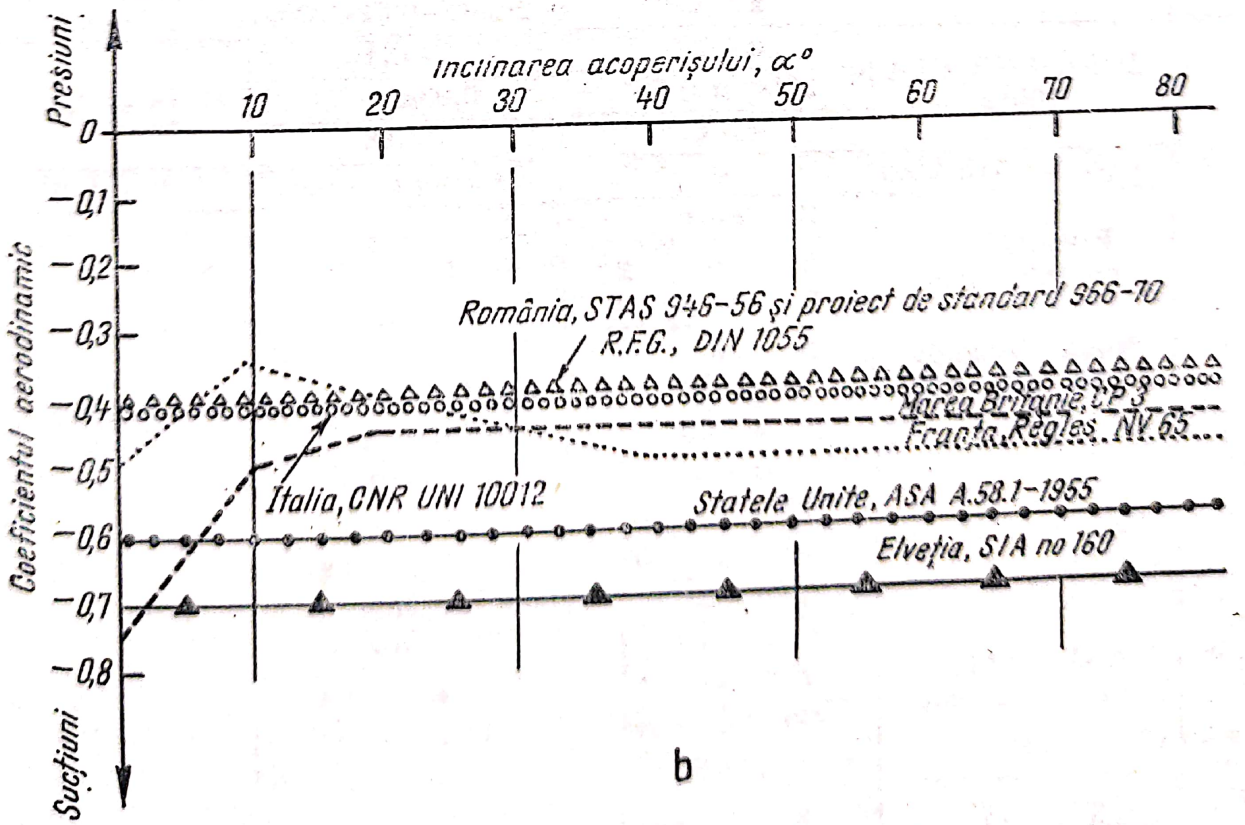
În al doilea rînd, metodele de modelare în tunel diferă de la ţară la ţară, şi aceasta este a doua explicaţie pentru diferenţele care apar între mărimile coeficienţilor de presiune din fig. 126 şi tabelul 34.

În fine, a treia sursă de dispersie a valorilor coeficienţilor aerodinamici este faptul că valorile respective sînt valori medii pe suprafaţa la care se referă şi modul în care se apreciază această medie introduce elemente subiective.

Coeficienţii aerodinamici pentru presiunea vîntului pe pereţii clădirii, aşezaţi normal faţă de direcţia de acţiune a vîntului, sînt daţi în tabelul 35.

La clădirile de formă dreptunghiulară, pe pereţii paraleli cu direcţia vîntului apar sucţiuni. Coeficientul aerodinamic corespunzător se ia de obicei — 0,4 (STAS 946-56 şi altele). În proiectul de standard 966-70 se recomandă valoarea — 0,6.

În general pereţii clădirilor nu sînt complet impermeabili la trecerea vîntului. Pentru clădirile obişnuite se acceptă posibilitatea apariţiei



perişuri cu două pante simetrice [139]:
b — pentru panta B.

Tabelul 34

Coeficienții aerodinamici de presiune pentru acoperișuri simetrice cu două pante (vînt normal pe coamă)

Nr. crt.	Țara, prescripția	Ipoteze	Coeficienți pentru panta A	Coeficienți pentru panta B
1	România, STAS 946–56 și R.F.G., DIN 1055	$\frac{h-f}{f} \geqslant 1$	$1{,}2 \sin \alpha - 0{,}4$	$-0{,}4$
		$\frac{h-f}{f} < 1$	$0{,}8 \sin \alpha$	
2	România, proiect standard 966-70	$0° < \alpha < 15°$	$-0{,}8$	$-0{,}4$
		$\alpha = 30°$	0	
		$\alpha = 60°$	$+0{,}8$	
3	Franța, Règles NV 65 (pentru construcții curente)	$f < \frac{h}{2}$; $h > \frac{b}{4}$; $h < 2{,}5\,a$ și $b < 0{,}4\,a$ dacă $h > 2{,}5\,b$		
		$0° \leqslant \alpha \leqslant 10°$	$-2(0{,}25 + 0{,}01\,\alpha)$	$-1{,}5\,(0{,}333 - 0{,}01\,\alpha)$
		$10° \leqslant \alpha \leqslant 40°$	$-2(0{,}45 - 0{,}01\alpha)$	$-0{,}5(0{,}6 + 0{,}01\,\alpha)$
		$\alpha > 40°$	$-2(0{,}45 - 0{,}01\alpha) \leqslant 0{,}8$	$-0{,}5$
4	Italia, CNR UNI 10012	$\alpha < 20°$	$-0{,}4$	$-0{,}4$
		$20° < \alpha < 60°$	$0{,}03\alpha - 1$	
		$\alpha > 60°$	$+0{,}8$	
5	Japonia, JIS 3001	—	$1{,}3 \sin \alpha - 0{,}5$	$-0{,}5$
6	Elveția, SIA no 160-1956	$\frac{2}{5} < \frac{h-f}{b} < \frac{5}{2}$ $\frac{2}{3} < \frac{h-f}{a} < \frac{3}{2}$		
	Noua Zeelandă NZSS 1900, 1965	și $\alpha < 50°$	$0{,}01\,(5\alpha - 200)$	$-0{,}7$
		$\alpha > 50°$	$0{,}01\,\alpha$	
7	S.U.A., ASCE Subcommittee 31	$\alpha < 20°$	$-0{,}7$	$-0{,}6$
		$20° < \alpha < 30°$	$0{,}07\,\alpha - 2{,}1$	
		$30° < \alpha < 60°$	$0{,}03\,\alpha - 0{,}9$	
		$\alpha > 60°$	$+0{,}9$	
8	S.U.A., ASA A. 58. 1 1955	$\alpha < 20°$	$-0{,}8$	$-0{,}6$
		$20° < \alpha < 30°$	$0{,}08\,\alpha - 2{,}4$	
		$30° < \alpha < 60°$	$0{,}02\,\alpha - 0{,}6$	
		$\alpha > 60°$	$+0{,}6$	
9	Israel SI 414, 1961	$0° < \alpha < 70°$	$\alpha/70 - 0{,}4$	$-0{,}4$
		$\alpha > 70°$	$+0{,}6$	

Scanned with OKEN Scanner

de presiuni şi sucţiuni interioare datorită permeabilităţii pereţilor (fig. 127). Acestea au valorile date în tabelul 36.

Tabelul 35

Coeficienţi aerodinamici pentru presiuni şi sucţiuni exterioare pe pereţii clădirilor închise, de formă dreptunghiulară în plan, aşezaţi normal pe direcţia vîntului

Nr. crt.	Tara, prescripţia	Coeficienţi aerodinamici pentru partea dinspre care bate vîntul [1]	Coeficienţi aerodinamici pentru partea înspre care bate vîntul [1]	Total (3) – (4)
1	2	3	4	5
1	România, STAS 946-56 Franţa, Règles NV 65 (pentru construcţii curente) Belgia, N B N 460.03-1960	+0,8	–0,5	+1,3
2	România, proiect standard 966-70	+0,8	–0,6	+1,4
3	R.F.G., DIN 1055 Japonia, JIS 3001 Italia, CNR UNI 10012	+0,8	–0,4	+1,2
4	Anglia, CP 3-1952 India, I.S. 875-1964	+0,5	–0,5	+1,0
5	Israel, SI 414-1951	+0,6	–0,4	+1,0
6	Danemarca [117]	+0,7	–0,5 [2]	+1,2

[1] Nomenclatura după proiect standard 966-70.
[2] Valoarea exactă din standardul danez este

$$-0{,}5 - 0{,}08\frac{h}{b} + 0{,}1\frac{a}{h} - 0{,}12\frac{a}{b}$$

unde a, b şi h au semnificaţiile din fig. 125.

În Règles NV 65 se consideră clădiri închise clădirile a căror permeabilitate (procent de goluri) este sub 5% din suprafaţa totală expusă acţiunii vîntului.

Pentru a obţine încărcarea maximă din vînt pe pereţi sau pe acoperiş coeficienţii $\pm c_i$ din tabelul 36 se combină cu valorile coeficienţilor aerodinamici exteriori în ipotezele care conduc la valorile maxime. Rezultă astfel, de exemplu, că presiunea

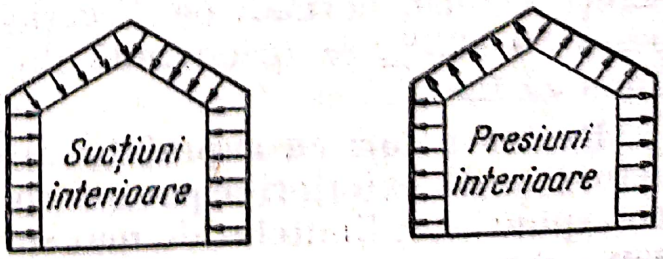


Fig. 127. Presiuni şi sucţiuni interioare la pereţii clădirilor obişnuite închise.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 36

Coeficienţi aerodinamici pentru presiuni şi sucţiuni interioare la construcţii obişnuite, închise

Ţara, prescripţia	c_i	Ţara, prescripţia	c_i
România, STAS 946-56 Anglia, CP 3-1952 Italia, CNR UNI 10012	$\pm$ 0,2	Franţa, Règles NV 65 Belgia, NBN 46003-1960	$\pm$ 0,3

maximă pe peretele vertical normal pe direcţia vîntului, în clădiri obişnuite, poate atinge valori pînă la maximum $+1{,}1q$ iar sucţiunea maximă pe peretele opus poate ajunge pînă la maximum $-0{,}8\ q$, unde q reprezintă presiunea dinamică corespunzătoare regimului de înălţime al construcţiei.

În Règles NV 65 influenţa raportului dimensiunilor clădirii asupra mărimii coeficienţilor aerodinamici se introduce prin intermediul coeficientului γ_0. Valorile coeficienţilor aerodinamici pe feţele acoperişului cu două pante simetrice, în funcţie de coeficientul γ_0, sînt date în Règles NV 65 prin nomograme.

Coeficienţii aerodinamici pentru pereţii verticali ai clădirii normali pe direcţia vîntului, se scriu în lucrarea [180] astfel:

— pentru partea dinspre care bate vîntul: $+\ 0{,}8$;
— pentru partea înspre care bate vîntul: $-\ (1{,}3\ \gamma_0 - 0{,}8)$.

2.4.4.2. Construcţii deschise de formă dreptunghiulară în plan. Se consideră de obicei că distribuţia presiunilor şi sucţiunilor exterioare este ca pentru clădirile închise. În funcţie de poziţia peretelui exterior deschis faţă de direcţia vîntului, în interiorul clădirii apar sucţiuni şi presiuni suplimentare ale căror valori sînt date în fig. 128.

Pentru pereţi şi acoperişuri cu goluri mai mari de 15% din suprafaţa respectivă, în STAS 946-56 şi în proiect standard 966-70 se prevăd sucţiuni şi presiuni de $\pm\ 0{,}5\ q$.

În CNR UNI 10012, Règles NV 65 şi NBN 460-1960 dacă pereţii expuşi, normali pe direcţia vîntului, au un procent de goluri peste 30—35% se recomandă de asemenea utilizarea coeficienţilor din fig. 128.

Pentru goluri cu suprafaţa între 0—5% şi 30—35% coeficienţii aerodinamici exteriori se pot interpola liniar între valorile coeficienţilor corespunzători limitelor de mai sus, adică între $\pm$ (0,2...0,3) şi ($+0{,}8$ sau $-0{,}5$), procedeu adoptat în BMS Report 109, Strength of Houses, National Bureau of Standards, S.U.A.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru calculul la vînt valorile coeficienţilor aerodinamici pe faţa interioară a pereţilor sau acoperişului se sumează cu valorile coeficienţilor de pe faţa exterioară. Deci, în cazul unui perete deschis, sau pentru un perete cu peste 35% din suprafaţa sa goluri, aşezat normal

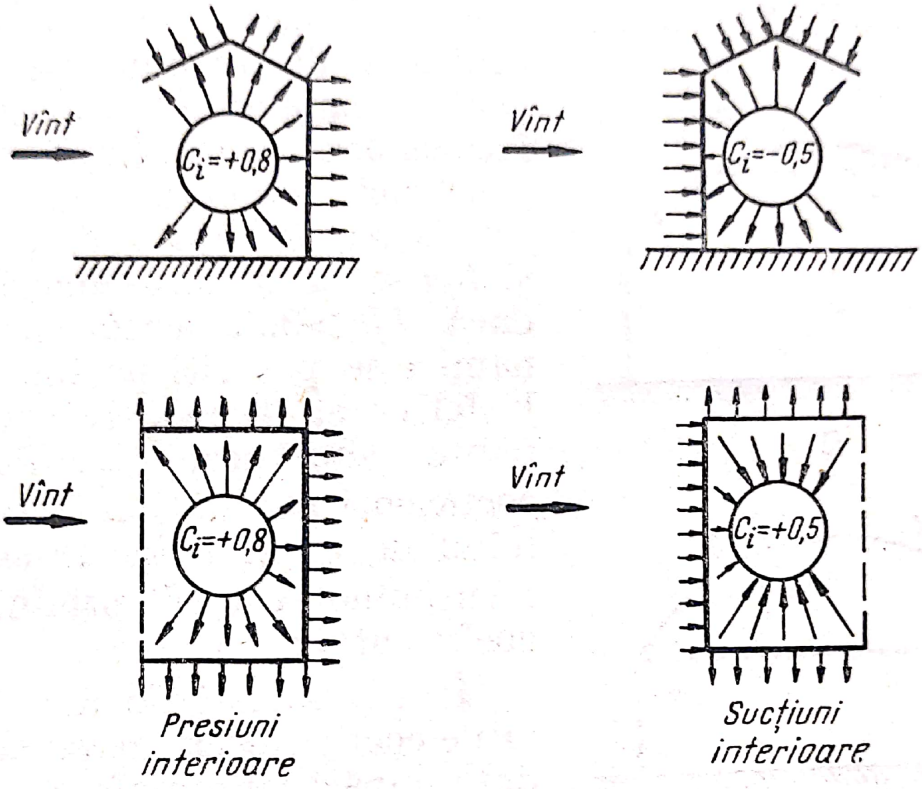


Fig. 128. Coeficienţii aerodinamici interiori la clădiri cu un perete deschis.

pe direcţia vîntului, presiunea maximă poate ajunge pînă la $+(1{,}2\cdots1{,}3)q$ la fel sucţiunea maximă pe acoperiş se poate ridica tot pînă la $-(1{,}2\cdots1{,}3)q$.

Dacă numărul pereţilor lipsă (sau deschişi) este doi sau trei, valorile $\pm 1{,}3\ q$ nu se majorează şi reprezintă o limită superioară pentru efectul vîntului pe pereţii sau acoperişurile clădirilor cu plan dreptunghiular.

Pentru presiunea totală a vîntului pe pereţi verticali izolaţi, aşezaţi pe sol sau pe picioare şi expuşi normal pe direcţia vîntului, în funcţie de raportul între înălţimea şi lungimea lor, coeficienţii globali de antrenare au ca valoare minimă +1,3 iar ca valoare maximă, +2,0 (Règles NV 65); coeficienţii variază cu modificarea raportului între înălţimea şi lungimea peretelui [180].

2.4.4.3. **Construcţii de formă dreptunghiulară în plan cu acoperiş cilindric.** Coeficienţii aerodinamici pe suprafeţe cilindrice, pentru

Scanned with OKEN Scanner

vînt normal pe generatoare, se dau în unele norme (Italia, Anglia etc) pornind de la acoperişurile cu două pante (fig. 129).

În normele sovietice SNIP 72-59, cap. II—B.1 încărcarea dată de vînt pe plăci curbe subţiri se consideră normală la suprafaţa plăcii, iar coeficienţii aerodinamici au valorile din tabelul 37 [1].

În Règles NV 65 valoarea coeficienţilor aerodinamici este o funcţie continuă de unghiul pe care tangenta la suprafaţă în fiecare punct îl face cu orizontala. Simplificat, pentru construcţii curente (fig. 130), dacă $f<2/3\ h$; $22° < \alpha \leqslant 40°$, $h/b > 0{,}25$ şi $h/a < 2{,}5$ şi de asemenea $b/a \leqslant 0{,}4$ dacă $h/b > 2{,}5$, coeficienţii aerodinamici se pot citi pe fig. 131. Dar, la fel ca şi la acoperişurile cu două pante simetrice, valorile acestor coeficienţi sînt daţi în lucrarea [180] luînd în considerare rapoartele dimensiunilor clădirii prin intermediul coeficientului γ_0.

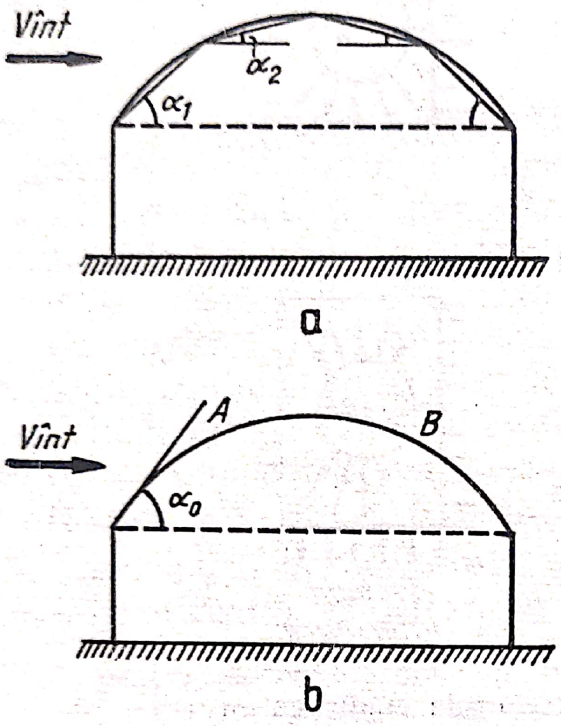
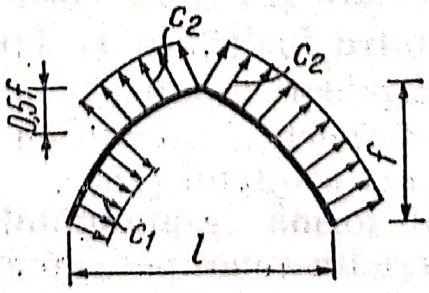


Fig. 129. Analogia dintre acţiunea vîntului pe acoperişuri cilindrice şi acoperişuri cu două pante simetrice:
a – după CP3; *b* – după CNR UNI 10012.

În recomandările americane valorile coeficienţilor aerodinamici sînt date împărţind suprafaţa acoperişului în trei zone, două sferturi marginale şi jumătatea centrală, pe cuprinsul fiecăreia presiunea considerîndu-se constantă. La acoperişurile pleoştite apar sucţiuni pe întreaga suprafaţă

Tabelul 37

Coeficienţii aerodinamici pe plăci curbe după normele sovietice SNIP 72-59

Tipul de placă subţire	Schema acoperişului	Valorile coeficienţilor aerodinamici
Plăci curbe subţiri ogivale, pe contur dreptunghiular		$c_1 = +0{,}8$ $c_2 = -\left(\frac{f}{l} + 0{,}7\right)$

Scanned with OKEN Scanner

a acoperişului ; în caz contrar pe sfertul marginal expus vîntului apar presiuni.

ASA A. 58.1-1955 prevede pentru coeficienţii aerodinamici la acoperişurile cilindrice ale clădirilor cu plan dreptunghiular, următoarele valori în funcţie de $r = f/a$ (fig. 132, *a*).

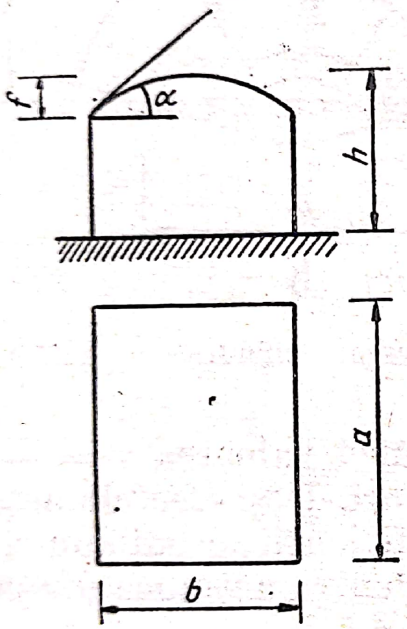


Fig. 130. Construcţii de formă dreptunghiulară în plan cu acoperiş cilindric.

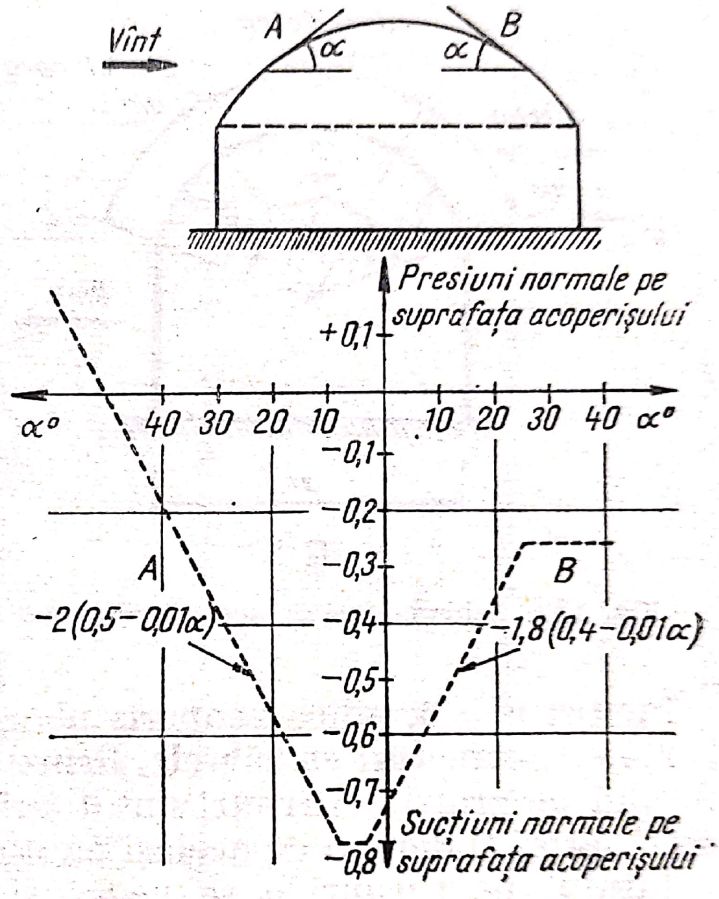


Fig. 131. Coeficienţi aerodinamici pentru acoperişuri cilindrice după Règles NV 65.

— sfertul marginal expus	$-1{,}3 \times 0{,}6$	pentru $r < 0{,}2$	(208)
	$-1{,}3\,(1{,}5\,r - 0{,}3)$	pentru $r > 0{,}2$;	
— jumătatea centrală	$-1{,}3\,(0{,}75\,r + 0{,}55)$;		
— sfertul marginal din spate	$-1{,}3 \times 0{,}45$.		

În raportul final „Wind Forces on Structures", 1961 [227], se indică alte valori, şi anume :

— sfertul marginal expus	$-0{,}9$	pentru $r < 0{,}2$	(209)
	$-2{,}1 + 6\,r$	pentru $0{,}2 < r < 0{,}35$	
	$+2{,}8\,r - 0{,}7$	pentru $r > 0{,}25$;	
— jumătatea centrală	$-(r + 0{,}7)$;		
— sfertul marginal din spate	$-0{,}5$.		

Scanned with OKEN Scanner

Acelaşi raport, pentru acoperişuri cilindrice aşezate direct pe pămînt (fig. 132, *b*), indică următorii coeficienţi aerodinamici,

$$\left.\begin{array}{ll} - \text{ sfertul marginal expus} & + 1{,}45\,; \\ - \text{ jumătatea centrală} & -(r + 0{,}7)\,; \\ - \text{ sfertul marginal din spate} & - 0{,}5. \end{array}\right\} \quad (210)$$

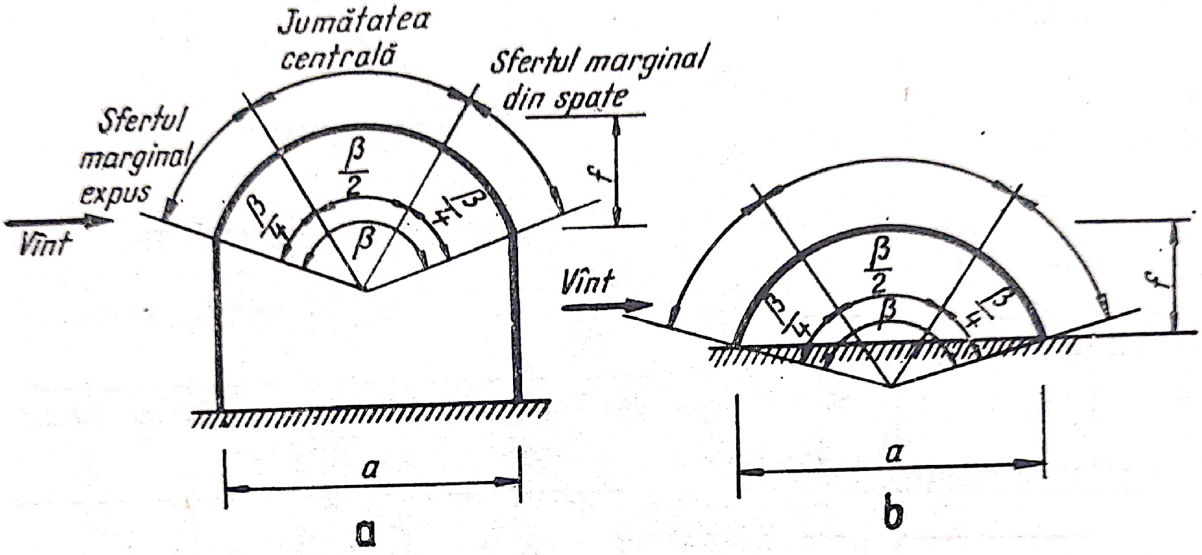


Fig. 132. Schematizarea acţiunii vîntului pe acoperişuri cilindrice în S.U.A.

Pentru $r = 0$, adică acoperiş plan, se indică valoarea $c = -0{,}7$.

2.4.4.4. **Structuri cu zăbrele. Grinzi şi turnuri.** Deşi efectele acţiunii vîntului pe grinzi şi turnuri sînt diferite, coeficienţii aerodinamici sînt asemănători şi depind de aceiaşi parametri. Pentru acţiunea dinamică a vîntului pe turnuri a se vedea şi pct. 2.4.5.

Grinzi cu zăbrele. Coeficienţii aerodinamici la grinzi cu zăbrele, pentru vînt normal pe planul grinzii, se dau în funcţie de raportul φ dintre aria plinurilor (aria proiecţiei în planul grinzii a tuturor barelor) şi aria totală (aria suprafeţei delimitată de conturul grinzii) (fig. 133), $\varphi = A_{plinuri} / A_{totală}$. Se observă că pe domeniul $0{,}3 < \varphi < 0{,}8$ normele concordă şi acceptă pentru coeficientul aerodinamic de antrenare valoarea + 1,6. De asemenea, valorile din prescripţii sînt apropiate de rezultatele încercărilor lui Flachsbart ($0 < \varphi < 20$, $c_a = 2{,}0$; $0{,}2 < \varphi < 0{,}3$, $c_a = 1{,}8$; $\varphi > 0{,}3$, $c_a = 1{,}6$).

Pentru ferme aşezate succesiv în plane paralele coeficienţii aerodinamici, începînd de la a doua grindă inclusiv, sînt mai mici decît cei corespunzători primei grinzi, considerată expusă izolat la acţiunea vîntului.

Dacă ne referim, de exemplu, la o pereche de grinzi, această reducere se manifestă numai cîtă vreme distanţa între grinzi nu depăşeşte de 5 ori înălţimea grinzilor, iar zona în care reducerea

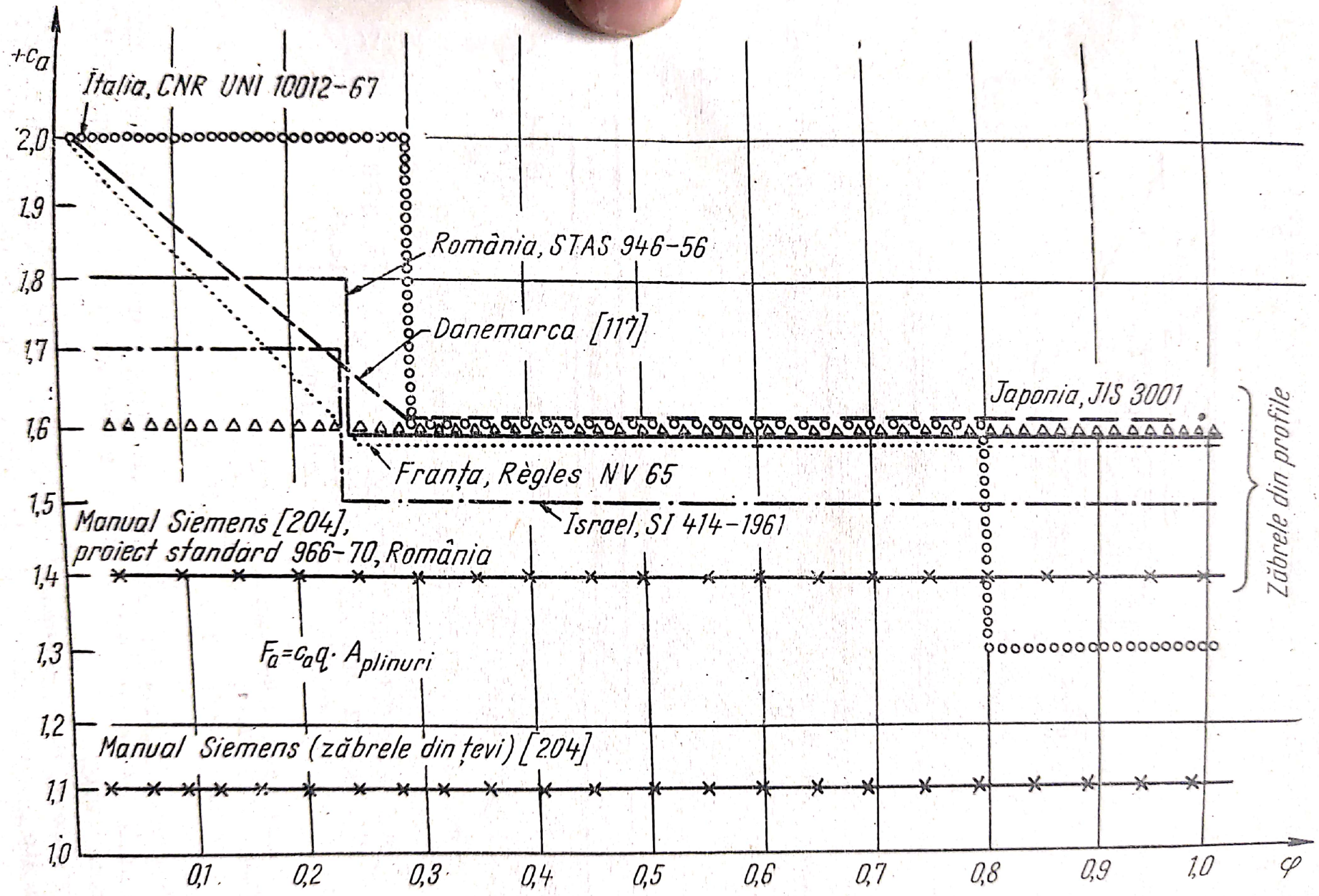


Fig. 133. Coeficienți aerodinamici pentru grinzi cu zăbrele plane [139].

Scanned with OKEN Scanner

coeficienților aerodinamici dați în fig. 133 este pronunțată, este o înălțime de grindă în spatele primei grinzi. Notînd distanța între grinzi cu d, iar înălțimea lor cu h (fig. 134), pentru $d = h$ coeficienții

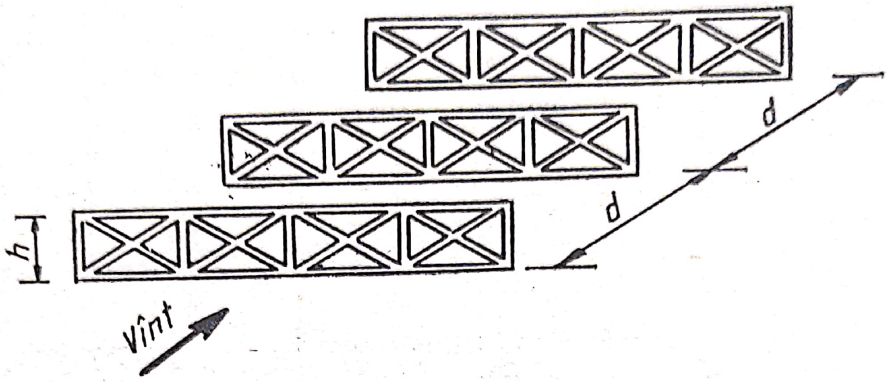


Fig. 134. Grinzi cu zăbrele așezate succesiv în plane paralele.

aerodinamici pentru cea de a doua grindă (numerotată în ordinea expunerii la vînt) se obțin din cei pentru o singură grindă prin înmulțirea cu cantitățile din tabelul 38.

Tabelul 38

Factori de reducere ai coeficienților aerodinamici pentru o grindă cu zăbrele ecranată la vînt de altă grindă, identică cu ea (pentru $d = h$)

Țara, prescripția	Factorul de reducere	Țara, prescripția	Factorul de reducere
România, STAS 946-56 Italia, CNR UNI 10012 Franța, Règles NV 65	$1{,}15 - 2\varphi \leqslant 1$ [1] $1 - 1{,}2\ \varphi$	Danemarca, $\varphi \leqslant 0{,}6$ [117], $\varphi > 0{,}6$	$1{,}15 - 1{,}67\varphi$ $1{,}15 - \varphi \leqslant 1$

[1]) Expresie derivată din valorile numerice date în STAS.

Expresiile din tabel sînt reprezentate în fig. 135. Pentru $1 < d/h < 5$ coeficienții pentru cea de a doua grindă se reduc față de cei pentru o singură grindă (expusă izolat) cu cantitățile

$$\left.\begin{array}{l}\text{România, numai valori numerice în STAS 946-56;}\\ \text{Franța, Règles NV 65}\quad 1 - 0{,}4\,\varphi\,(5 - d/h);\\ \text{Danemarca}\ \varphi < 0{,}6\quad 1{,}15 - 1{,}67\varphi\sqrt[4]{d/h}.\end{array}\right\} \quad (211)$$

Pentru grinzi așezate succesiv în plane paralele la distanțe mai mari decît 5 h se neglijează efectul de ecranare al primei grinzi față de următoarea.

Se notează de asemenea că valorile nu se referă la grinzi cu zăbrele cu alcătuire complicată și nici la grinzi cu barele alcătuite din țevi.

Scanned with OKEN Scanner

Turnuri cu zăbrele. Valorile coeficienților globali de antrenare pentru turnuri, antene și piloni cu zăbrele sînt indicate în tabelele 39 și 40.

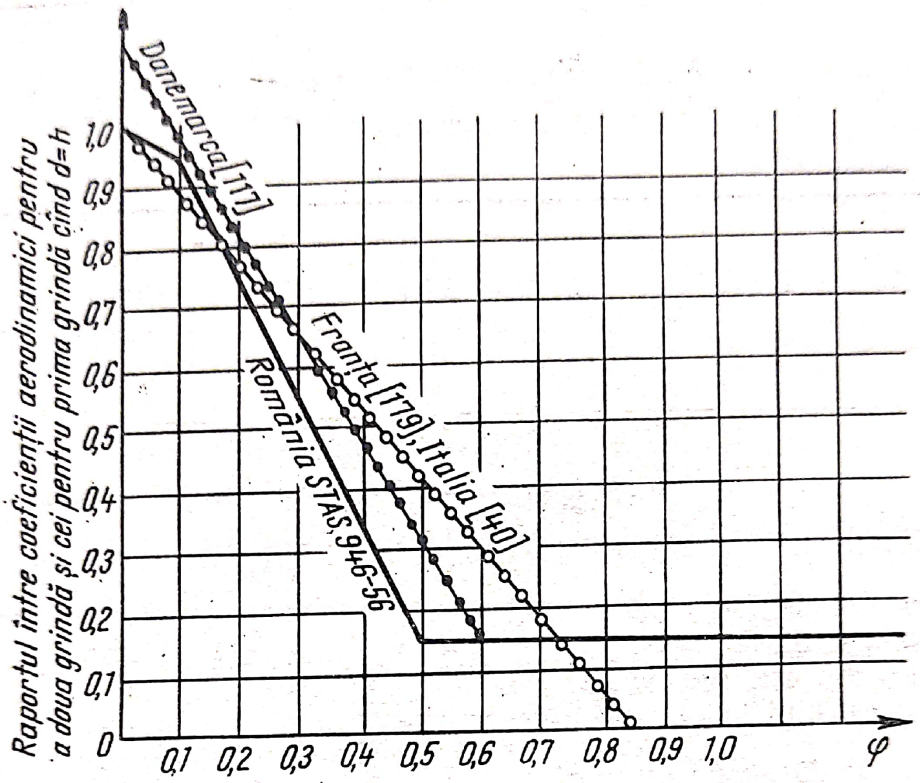


Fig. 135. Coeficienți aerodinamici pentru grinzi cu zăbrele așezate în plane paralele succesiv.

Acțiunea vîntului se consideră fie normală pe una din fețe, fie pe diagonala turnului. La turnurile cu secțiune triunghiulară se consideră și acțiunea paralelă cu una din laturi.

În prescripțiile cehoslovace valorile coeficienților aerodinamici de antrenare pentru turnuri cu zăbrele cu secțiune pătrată, la vînt normal pe una din fețe, sînt următoarele:

$$\begin{aligned} 0{,}1 < \varphi < 0{,}25, &\qquad c_a = 3{,}85 - 4{,}8\varphi; \\ 0{,}25 < \varphi < 0{,}60, &\qquad c_a = 3{,}20 - 2{,}2\varphi; \\ \varphi > 0{,}60, &\qquad c_a = 1{,}88. \end{aligned}$$

În normele franceze se indică separat valorile coeficienților pentru bare profilate și bare rotunde. În normele americane (Uniform Building Code) se consideră că valorile coeficienților aerodinamici pentru structuri din bare rotunde sînt 2/3 din cele pentru structuri cu bare profilate. Se observă dealtfel că valoarea folosită în Règles NV 65 este 0,7.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 39

Coeficienți aerodinamici de antrenare pentru turnuri cu zăbrele cu secțiunea dreptunghiulară

a. *Vînt normal pe una din fețe*

Țara, prescripția	România, STAS 946-56 [1]	R. F. G. DIN 1055	Italia CNR UNI 10012	Franța, Règles NV 65 [2]	S. U. A., UBC 1967 [3]	Japonia JIS 3001	S.U.A., ASA A. 58.1-1955		Manual Siemens [4]
Bare din profile și platbande	2,8	2,8	2,8	$3,2-2\varphi$	2,85	2,8	3,12 pentru $\varphi=0,4$	2,21 pentru $\varphi=0,27$	2,6
Bare din țevi	—	—	—	$2,24-1,4\varphi$	1,90	—	—		2,0

[1]) Pentru plinuri $> 0,5$ m²
[2]) $0,08 < \varphi < 0,35$
[3]) Turnuri din oțel sau beton.
[4]) Pentru calculul liniilor electrice aeriene.

b. *Vînt pe diagonala turnului*

Țara, prescripția	România, STAS 946-56 [1]	R. F. G. DIN 1055	Italia, CNR UNI 10012	Franța Règles NV 65 [2]	S. U. A. UBC 1967	S.U.A. ASA A. 58.1-1955 [3]	
Bare din profile sau platbande	2,4	2,4	3,22	$1,2\,(3,2-2\varphi)$	3,12	3,12 pentru $\varphi=0,14$	2,47 pentru $\varphi=0,27$
Bare din țevi	—	—	—	$1,2\,(2,24-1,4\,\varphi)$	2,03	—	

[1]) Pentru plinuri $> 0,5$ m².
[2]) Valori aproximative, sînt variații $\pm$ (10 ... 15) % în funcție de tipul materialului (oțel, beton, lemn).
[3]) Turnuri din oțel sau beton.

Valorile coeficienților aerodinamici depind de raportul suprafeței plinurilor la suprafața totală mărginită de conturul turnului, ambele proiectate pe planul normal pe direcția vîntului (adică de coeficientul φ). În această formă valorile sînt date în normele franceze, cehoslo-

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 40

Coeficienți aerodinamici de antrenare pentru turnuri cu secțiune triunghiulară

a. *Vînt normal pe o față a turnului*

Țara, prescripția	România, STAS 946-65	S.U.A., UBC, 1967	Franța, Règles NV 65	S.U.A., ASA A. 58.1-1955	
Bare din profile sau platbande	2,8	2,6	$3{,}2-4\varphi > 2$	2,73 pentru $\varphi=0{,}14$	2,08 pentru $\varphi=0{,}27$
Bare din țevi	—	1,73	$3{,}24-2{,}8\varphi > >1{,}4$	—	

b. *Vînt paralel cu o față a turnului*

Țara, prscripția	S.U.A. UBC 1967	Franța Règles NV 65[1])	S.U.A ASA A. 58.1-1955	
Bare din profile sau platbande	1,95	$2{,}6-2\,\varphi$	2,08 pentru $\varphi = 0{,}14$	1,69 pentru $\varphi = 0{,}27$
Bare din țevi	1,30	$1{,}82-1{,}4\,\varphi$	—	

[1]) Se dau și coeficienții pe direcția normală vîntului (coeficienții de derivă) cu valori circa $(+0{,}6 \ldots + 0{,}8)$.

vace și americane (în ultima doar pentru unele valori ale lui φ). Valorile din regulile franceze sînt apreciate corecte pentru domeniul $0{,}08 < \varphi < 0{,}35$.

În normele daneze, acțiunea vîntului pe turnuri cu zăbrele cu secțiunea pătrată se evaluează prin extrapolarea prevederilor de la grinzi cu zăbrele.

O imagine comparativă a valorilor propuse pentru coeficienții globali de antrenare, pentru turnuri cu secțiunea pătrată, este dată în fig. 136.

Pentru calculul forței din vînt valorile coeficienților aerodinamici se aplică nu la suprafața totală a turnului, ci la suprafața plinurilor ($F_a = c_a q \cdot A_{plinuri}$).

În normele japoneze acțiunea de ansamblu a vîntului pe turnuri cu zăbrele este descompusă în acțiuni aerodinamice pe fiecare față a turnului (fig. 137). Acest tip de detaliere a acțiunii vîntului pe

Scanned with OKEN Scanner

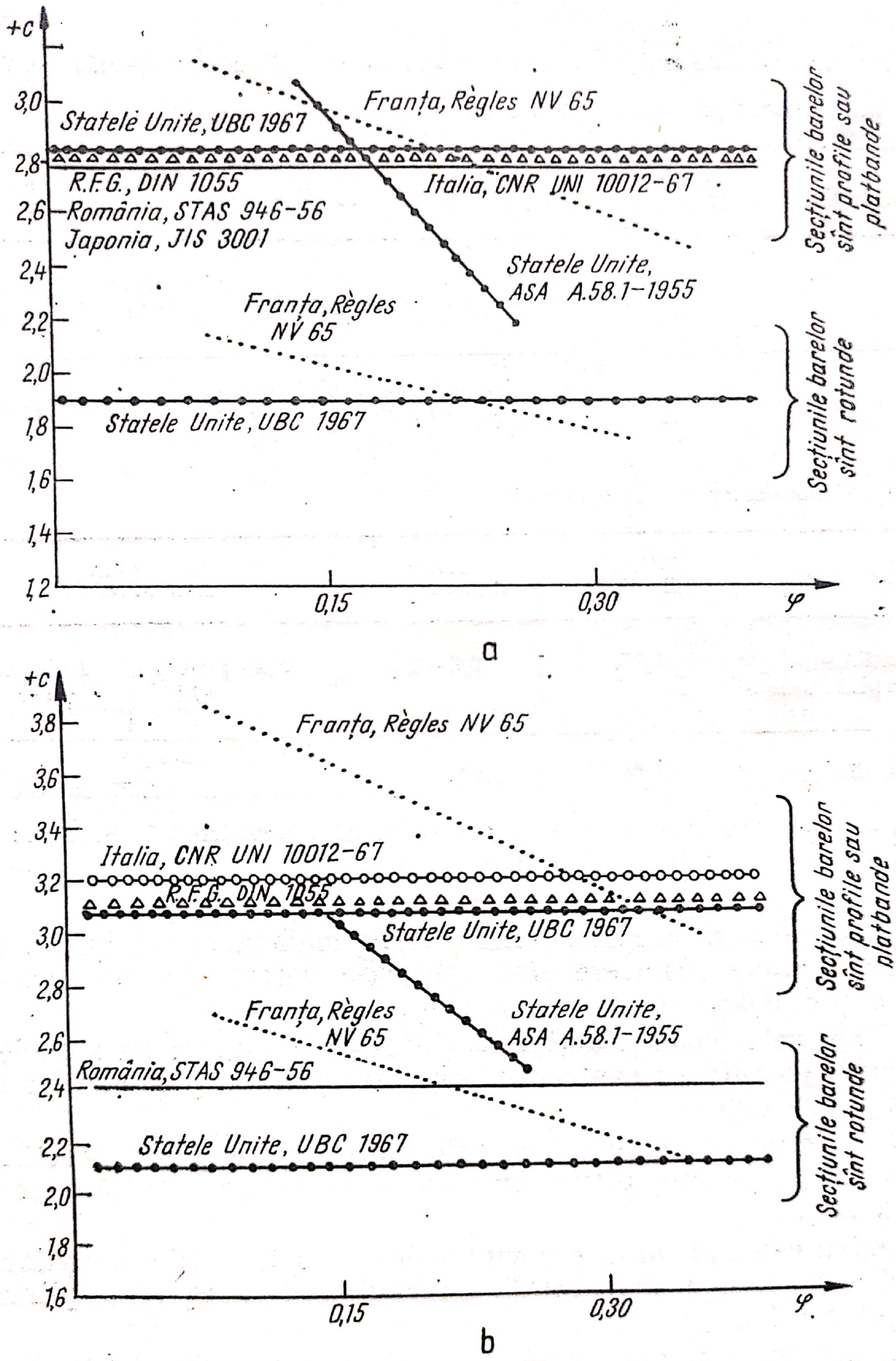


Fig. 136. Coeficienţi aerodinamici pentru turnuri cu zăbrele de secţiune cu formă dreptunghiulară :

a — vînt normal pe faţa turnului; *b* — vînt pe colţul turnului.

Scanned with OKEN Scanner

turnuri se indică şi în Règles NV 65. De exemplu, pentru turnuri cu secţiunea triunghiulară valorile sînt cele din tabelul 41.

Coeficienţii aerodinamici de antrenare şi de portanţă pentru profile simple în funcţie de zvelteţe şi direcţia vîntului au fost intens cercetaţi în deceniul al treilea al secolului nostru. Cîteva valori după Flachsbart sînt date în fig. 123.

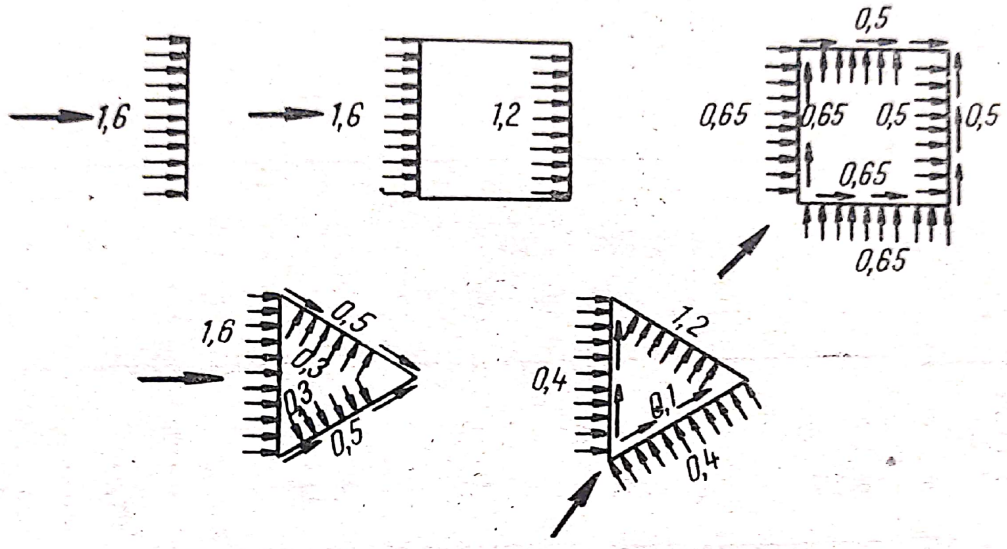


Fig. 137. Coeficienţi aerodinamici pe feţele turnurilor cu zăbrele (după JIS 3001).

Valori pentru coeficienţii aerodinamici ai barelor izolate din profile sau ţevi sînt date în normele elveţiene, belgiene etc. Propunerea de standard românesc 966-70 recomandă pentru direcţia vîntului normală pe axa profilului coeficientul de antrenare $+1{,}4$, coeficient care se aplică la aria proiecţei elementului pe un plan normal pe direcţia vîntului.

2.4.4.5. Construcţii în formă de turn. Turnuri cilindrice şi prismatice. În cele ce urmează se dau valorile coeficienţilor aerodinamici pentru turnuri conform prescripţiilor actuale. Acţiunea dinamică a vîntului pe turnuri se calculează conform pct. 2.4.5.

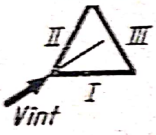
Turnuri cilindrice. Coeficienţii aerodinamici de antrenare se dau în prescripţii, de obicei în funcţie de rugozitatea feţei exterioare a peretelui cilindric şi zvelteţea turnului, λ, care se defineşte prin raportul dintre înălţimea turnului, h, şi diametru, d, adică

$$\lambda = h/d. \tag{212}$$

Pentru $\lambda = 1$ valorile sînt date în tabelul 42.

Tabelul 41

Descompunerea acțiunii de ansamblu a vîntului pe turnuri cu zăbrele cu secțiunea triunghiulară, după Règles NV 65

Direcția vîntului		Bare cu muchii vii sau ușor rotunjite			Bare tubulare		
		I	II	III	I	II	III
Incidență normală pe una din fețe	n	0,63	0,09	0,09	0,50	0,13	0,13
	t	0	0,16	0,16	0	0,22	0,22
Incidență de-a lungul unei bisectoare 	n	0,16	0,16	0,37	0,13	0,13	0,50
	t	0,27	0,27	0	0,22	0,22	0
Incidență paralelă cu o față	n	$1,67-1,09\varphi$	0	$0,68-0,64\varphi$	$0,93-0,61\varphi$	0	$0,65-0,61\varphi$
	t	$1,38-0,63\varphi$	0	$0,74-0,37\varphi$	$-0,22+0,35\varphi$	0	$0,69-0,35\varphi$

n — componența perpendiculară pe fața turnului.
t — componenta paralelă cu fața turnului

În unele norme valorile din tabelul 42 se majorează în funcție de creșterea raportului h/d. Factorii de multiplicare în funcție de zvelțețea turnului λ sînt următorii :

— România, STAS 946-56

$\lambda < 2,5$	1,0
$2,5 < \lambda < 5$,	1,1
$5 < \lambda < 10$,	1,2
$10 < \lambda < 25$,	1,35

— Italia, CNR UNI 10012-67, Belgia NBN 460-1961

$\lambda < 6$,	1,0
$\lambda > 6$,	$1 + 0.5\,(1 - 6/\lambda)$.

— Pentru Règles NV 65, a se vedea tabelul 46.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 42

Coeficienți aerodinamici de antrenare la cilindri pentru $h/d = 1$

Nr. crt.	Țara, prescripția	Coeficientul aerodinamic
1	România, STAS 946-56; R.F.G., DIN 1055 Italia, CNR UNI 10012; Danemarca, [117]	0,7[1])
2	Anglia, CP 3; India, IS 855-1964; Israel SI 414 1961	0,6
3	Statele Unite, [227] — cilindri netezi	0,45
	— cilindri cu nervuri înalte de 0,02 d	0,70
	— cilindri cu nervuri înalte de 0,08 d	0,80
4	Statele Unite, Uniform Building Code 1967	0,78
5	Franța, Règles NV 65 — cilindri netezi	0,40
	— cilindri rugoși	0,50
	— cilindri cu nervuri înalte de 0,01—0,1 d	0,67

[1]) $d\sqrt{q} > 1$

O imagine care ilustrează valorile coeficienților aerodinamici de antrenare pentru turnuri cilindrice, după diferite norme, în funcție de zveltețe și rugozitate este dată în fig. 138. Se remarcă influența rugozității peretelui asupra mărimii coeficienților aerodinamici. Pentru cilindri cu nervuri pe direcția generatoarei coeficienții sînt practic cu 50% pînă la 100% mai mari față de cei corespunzători cilindrilor netezi. Aprecierea rugozității cilindrului este astfel un parametru important în proiectarea la vînt a coșurilor de fum, turnurilor etc.

Din fig. 138 se mai observă creșterea coeficienților aerodinamici cu zveltețea turnului, creștere cu atît mai pronunțată cu cît rugozitatea peretelui este mai mare. În fine, un parametru care nu reiese direct din figură dar care condiționează mărimea coeficientului aerodinamic este numărul lui Reynolds. Problema este discutată în cuprinsul paragrafului 2.3.

Pentru determinarea presiunilor la vînt pe turn coeficienții aerodinamici arătați în fig. 138 se înmulțesc cu valorile presiunii dinamice calculate ținînd seama de variația vitezelor vîntului pe înălțime (diagrama variației pe înălțime a presiunii dinamice dată în standarde în trepte și nu valoarea presiunii dinamice la 10 m).

Scanned with OKEN Scanner

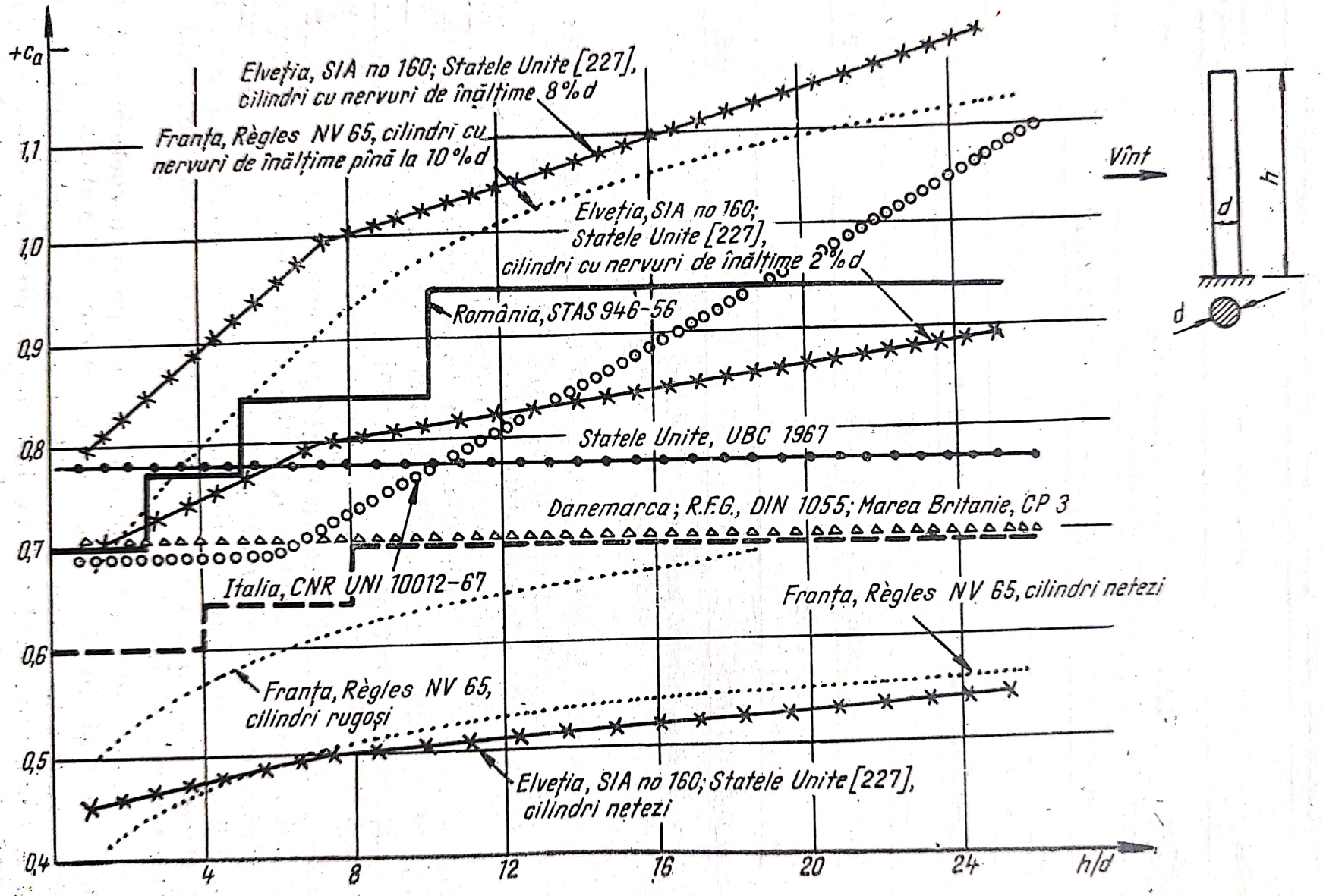


Fig. 138. Coeficienți aerodinamici pentru turnuri cilindrice [139].

Scanned with OKEN Scanner

La determinarea forţei din vînt pe turn, presiunea astfel determinată se înmulţeşte cu aria proiecţiei cilindrului pe un plan normal pe direcţia de acţiune a vîntului.

O altă problemă legată de acţiunea vîntului pe turnuri cilindrice este distribuţia presiunilor din vînt pe conturul secţiunii circulare a

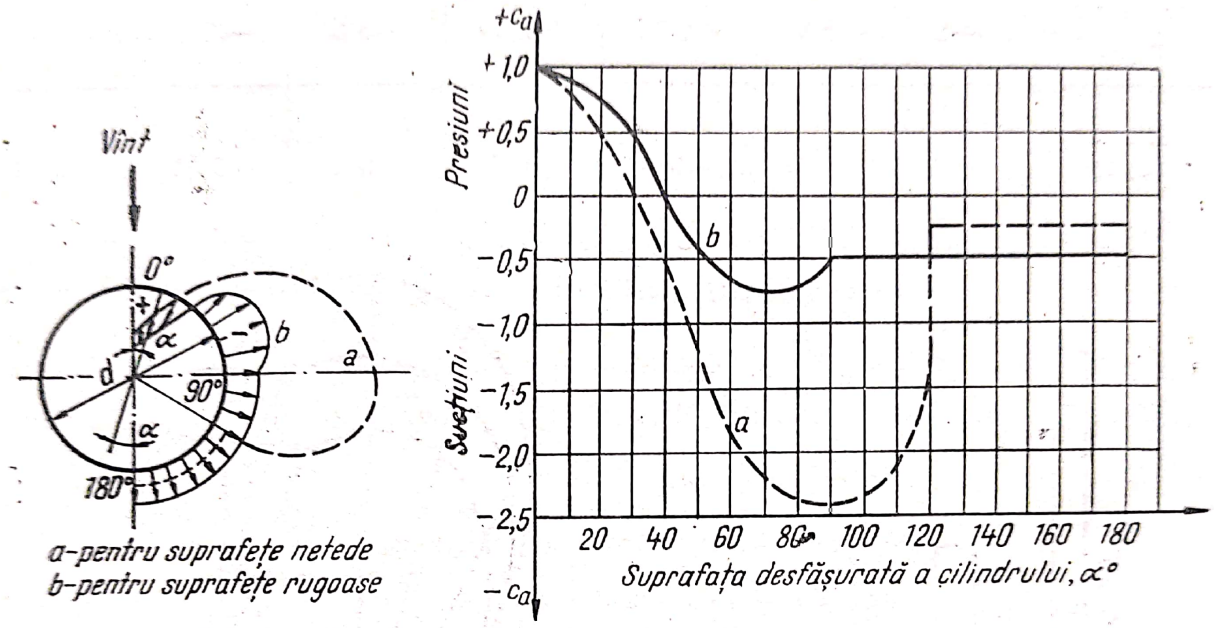


Fig. 139. Distribuţia presiunilor exterioare pe suprafaţa cilindrilor [64].

turnului. Această distribuţie depinde de două elemente: rugozitatea peretelui şi zvelteţea turnului. Zonele în care aceşti factori afectează alura distribuţiei presiunilor sînt părţile laterale şi partea din spate a cilindrului.

În STAS 946-56, DIN 1055, CNR UNI 10012 etc. valorile coeficienţilor aerodinamici sînt cele din fig. 139 şi tabelul 43.

În STAS 946-56 se specifică ca suprafeţe rugoase zidăria de cărămidă, tencuiala brută şi tabla ondulată, iar ca suprafeţe netede tabla, tencuiala netedă, lemnul etc.

În proiectul de standard 966-70 se dau şi coeficienţii aerodinamici în funcţie de raportul h/d, la fel ca în SIA no. 160 [203] şi în [227], (fig. 140 şi tabelul 44). Se specifică de asemenea faptul că valorile din tabelul 43 se aplică cu condiţia ca numărul Reynolds $\mathrm{Re} > 4 \cdot 10^5$.

Se observă că valorile coeficienţilor aerodinamici din tabelul 44 se situează între valorile reprezentate în fig. 139 (curba *a* şi *b*); de exemplu, valorile date pentru $h/d = 25$ sînt foarte asemănătoare cu cele din fig. 139 pentru cilindri netezi.

Scanned with OKEN Scanner

Coeficienți aerodinamici de presiune pe conturul

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
Cilindri netezi	+1	+0,9	+0,55	+0,05	−0,5	−1,1	−1,7
Cilindri rugoși	+1	+0,95	+0,8	+0,5	0	−0,45	−0,72

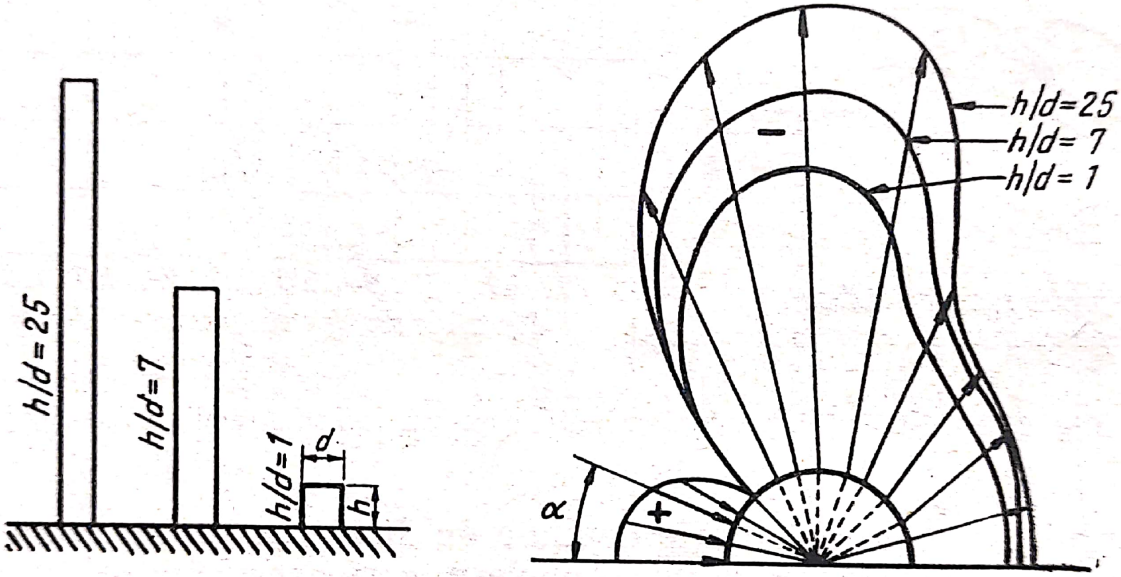


Fig. 140. Distribuția presiunilor exterioare pe suprafața cilindrilor [227].

Coeficienți aerodinamici de presiune pe conturul

α	0°	15°	30°	45°	60°	75°
$\frac{h}{d} = 25$	+1	+0,8	+0,1	−0,9	−1,9	−2,5
$\frac{h}{d} = 7$	+1	+0,8	+0,1	−0,8	−1,7	−2,2
$\frac{h}{d} = 1$	+1	+0,8	+0,1	−0,7	−1,2	−1,7

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 43

secțiunii transversale a turnurilor cilindrice

70°	80°	90°	100°	110°	115°	120°–180°
−2,15	−2,37	−2,45	−2,38	−2,10	−1,24	−0,25
−0,8	−0,73	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5

În Règles NV 65, valorile coeficienților aerodinamici pentru construcții cilindrice iau în considerație simultan rugozitatea peretelui și zvelțețea turnului.

Construcțiile cu secțiunea transversală poligonală sau circulară sînt împărțite în 6 categorii în funcție de numărul laturilor, prezența nervurilor etc. Astfel :

I — prisme cu trei sau patru laturi ;
II — prisme cu 4—10 laturi, cu sau fără nervuri rotunjite ;
III — prisme cu 10—20 laturi, cu sau fără nervuri rotunjite ;
IV — cilindri cu baza circulară, cu nervuri subțiri sau groase cu muchii vii ;
V — prisme cu 20 sau mai multe laturi, cu sau fără nervuri rotunjite și cilindri rugoși cu secțiune circulară fără nervuri ;
VI — cilindri netezi cu secțiune circulară fără nervuri cu lustru special și durabil.

Valoarea coeficientului aerodinamic de antrenare global, pentru categoriile I—VI este dată de relația : $c_t = \gamma c_{t_0}$. Valorile coeficienților c_{t_0} și γ sînt date în tabelele 45 și 46.

Tabelul 44

secțiunii transversale a turnurilor cilindrice

90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
−2,6	−1,9	−0,9	−0,7	−0,6	−0,6	−0,6
−2,2	−1,7	−0,8	−0,6	−0,5	−0,5	−0,5
−1,7	−1,2	−0,7	−0,5	−0,4	−0,4	−0,4

Tabelul 45

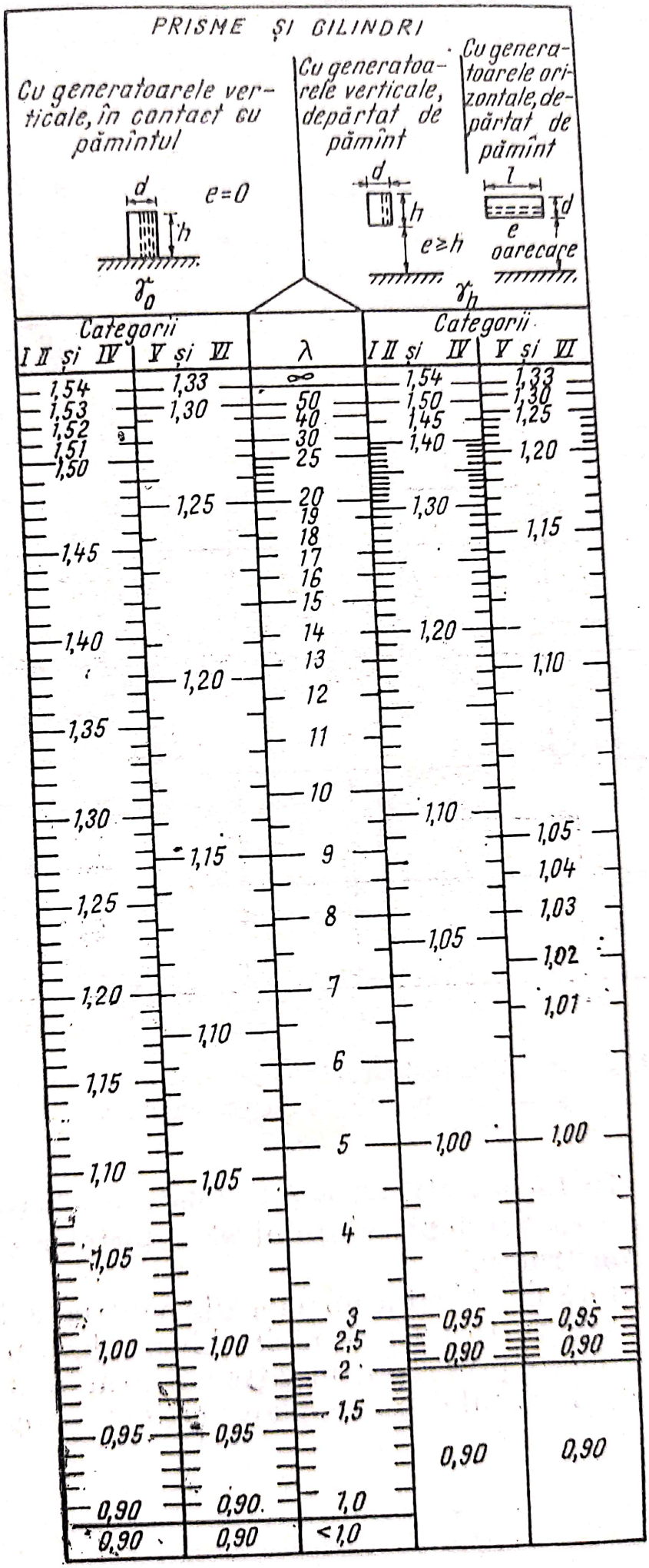
Categoria	Construcții cu baza poligonală regulată sau circulară		Coeficientul c_{t_0}
I	Prisme cu 3 sau 4 laturi		1,30
II	Prisme cu mai mult de 4 laturi și cu cel mult 10 laturi, cu sau fără nervuri rotunjite	5 laturi	1,05
		6 laturi	1,00
		8 laturi	0,95
		10 laturi	0,85
III	Prisme cu mai mult de 10 laturi și cu cel mult 20 de laturi, cu sau fără nervuri rotunjite [1]) (n fiind numărul de laturi)		
	$d \geqslant 0{,}28$ m		$1{,}15 - 0{,}03\ n$
	$d \leqslant 0{,}28$ m	$d\sqrt{q} \geqslant 1{,}5$	$1{,}15 - 0{,}03\ n$
		$0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$	$0{,}85 - 0{,}02 d\sqrt{q} \cdot (n - 10)$
		$d\sqrt{q} \leqslant 0{,}5$	$0{,}95 - 0{,}01\ n$
IV	Cilindri cu baza circulară cu nervuri subțiri sau groase cu muchii vii (proeminențe cuprinse între 0,01 d și 0,10 d)		0,75
V	Prisme cu 20 de laturi și mai mult cu sau fără nervuri rotunjite. Cilindri rugoși cu baza circulară fără nervuri [1])		0,55
	$d \geqslant 0{,}28$ m		
	$d \leqslant 0{,}28$ m	$d\sqrt{q} \geqslant 1{,}5$	0,55
		$0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$	$0{,}85 - 0{,}20\ d\sqrt{q}$
		$d\sqrt{q} \leqslant 0{,}5$	0,75
VI	Cilindri netezi cu baza circulară fără nervuri și având un lustru special și durabil [1])		0,45
	$d > 0{,}28$ m		
	$d < 0{,}28$ m	$d\sqrt{q} \geqslant 1{,}5$	0,45
		$0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$	$0{,}90 - 0{,}30\ d\sqrt{q}$
		$d\sqrt{q} \leqslant 0{,}5$	0,75

[1]) În inegalități d este exprimat în m și q în kgf/m².

Turnuri prismatice. Evaluarea sarcinii din vînt ridică probleme asemănătoare cu cazul turnurilor cilindrice. În fig. 141 și 142 sînt dați coeficienții aerodinamici de antrenare pentru turnuri cu secțiunea pătrată și dreptunghiulară și respectiv hexagonală și octogonală.

Parametrii care determină mărimea acestor coeficienți sînt zvelteța turnului și rugozitatea pereților.

Scanned with OKEN Scanner


PRISME ȘI CILINDRI
Cu generatoarele verticale, în contact cu pământul
Cu generatoarele verticale, depărtat de pământ
Cu generatoarele orizontale, depărtat de pământ
d
e=0
h
γ_0
e≥h
γ_h
l
e oarecare
Categorii
I II și IV
V și VI
λ
1,54 1,53 1,52 1,51 1,50 1,45 1,40 1,35 1,30 1,25 1,20 1,15 1,10 1,05 1,00 0,95 0,90
1,33 1,30 1,25 1,20 1,15 1,10 1,05 1,00 0,95 0,90
∞ 50 40 30 25 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2,5 2 1,5 1,0 <1,0
1,54 1,50 1,45 1,40 1,30 1,20 1,10 1,05 1,00 0,95 0,90
0,90
1,33 1,30 1,25 1,20 1,15 1,10 1,05 1,04 1,03 1,02 1,01 1,00 0,95 0,90
0,90

Pentru distribuţia presiunilor pe conturul secţiunii orizontale a turnului în DIN 1055 se indică valorile din fig. 143.

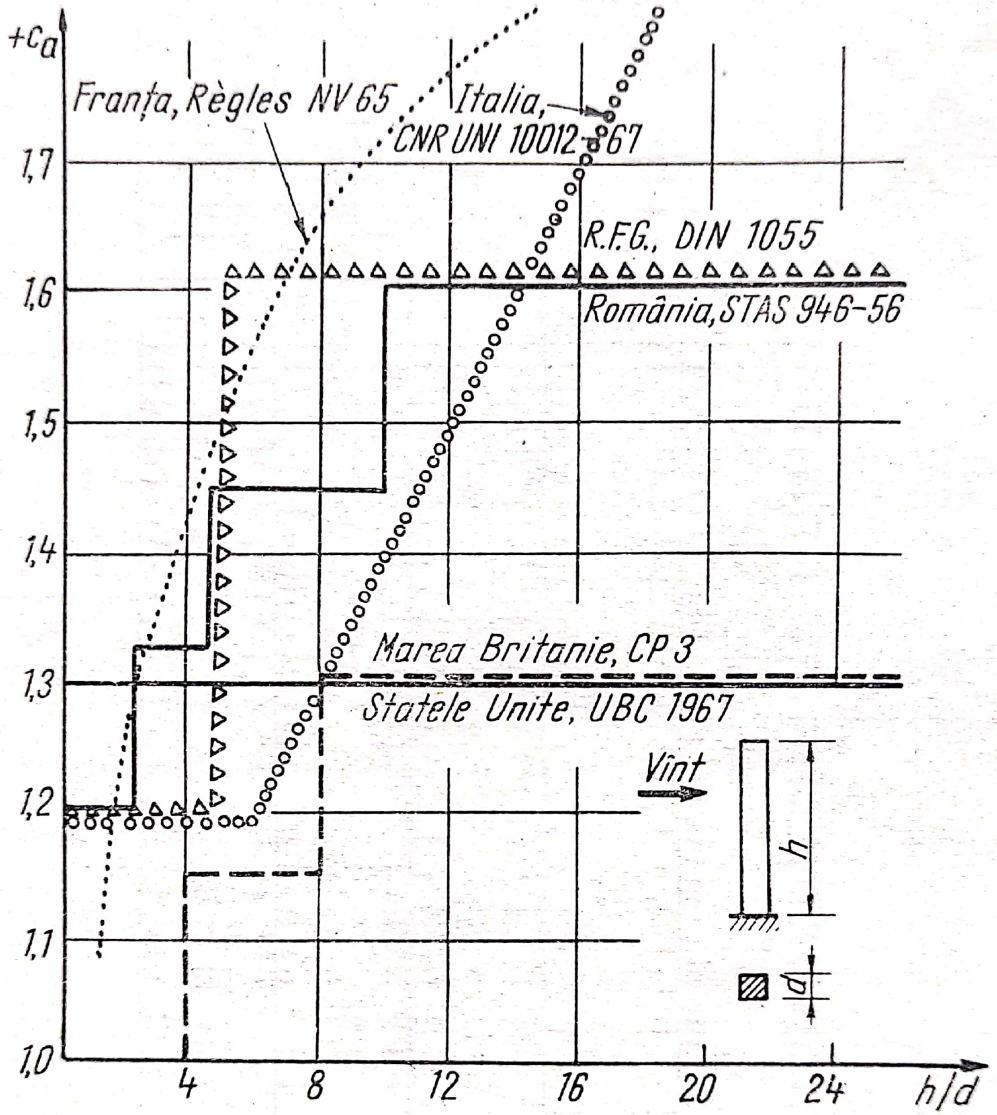


Fig. 141. Coeficienţi aerodinamici de antrenare pentru turnuri cu secţiuni pătrate şi dreptunghiulare.

Extrapolări. În Règles NV 65 rezultatele precedente sînt folosite pentru determinarea presiunii vîntului şi a forţelor din vînt şi pe alte tipuri de construcţii.

Astfel, procedura de calcul a forţelor din vînt pe cilindri verticali se recomandă şi pentru turnuri de răcire hiperbolice, unde zvelteţea turnului, λ, se defineşte prin raportul între pătratul înălţimii turnului, h^2, şi aria proiecţiei turnului pe un plan vertical S (fig. 144)

$$\lambda = h^2/S \qquad (213)$$

Scanned with OKEN Scanner

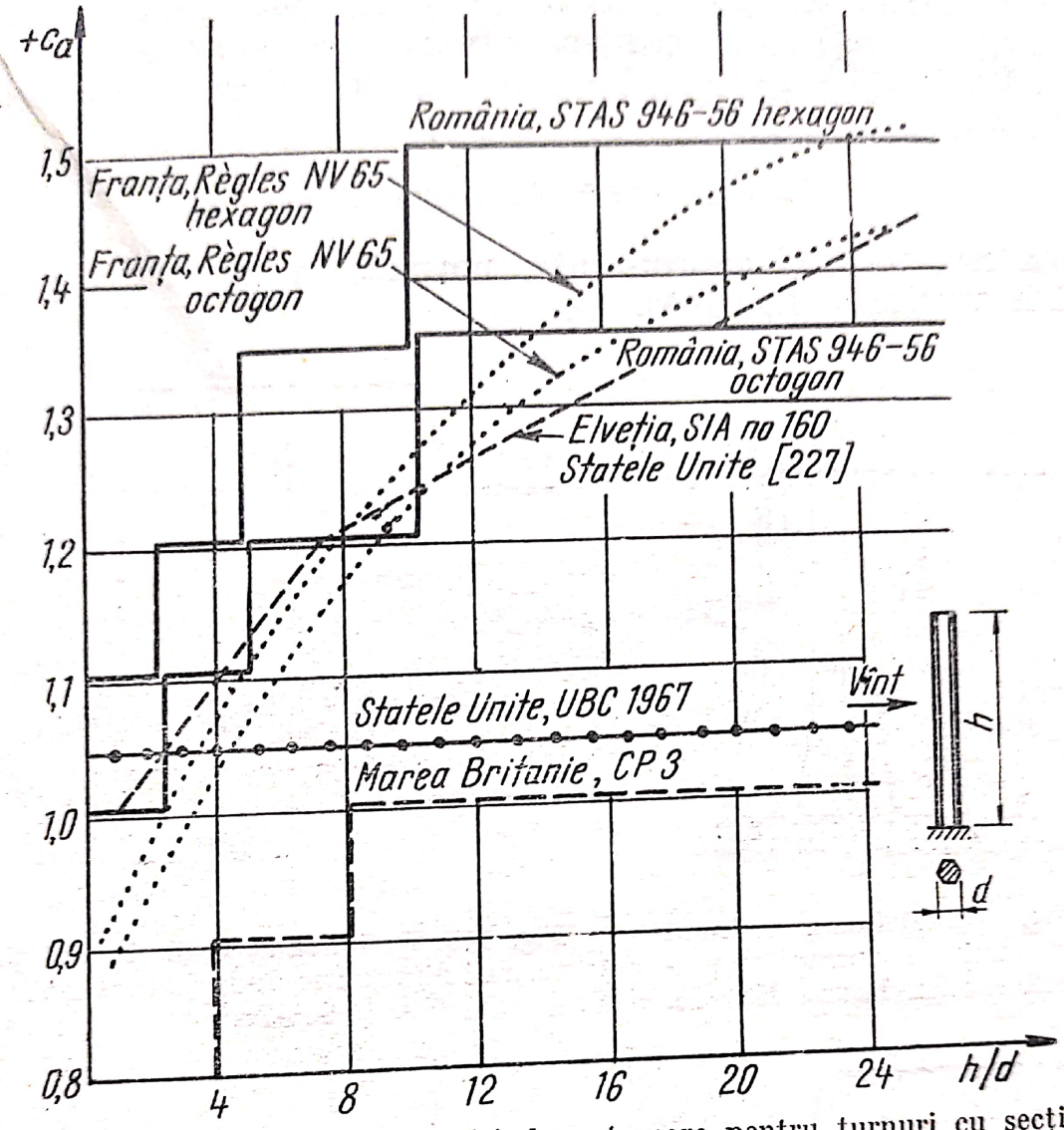


Fig. 142. Coeficienți aerodinamici de antrenare pentru turnuri cu secțiuni hexagonale și octogonale.

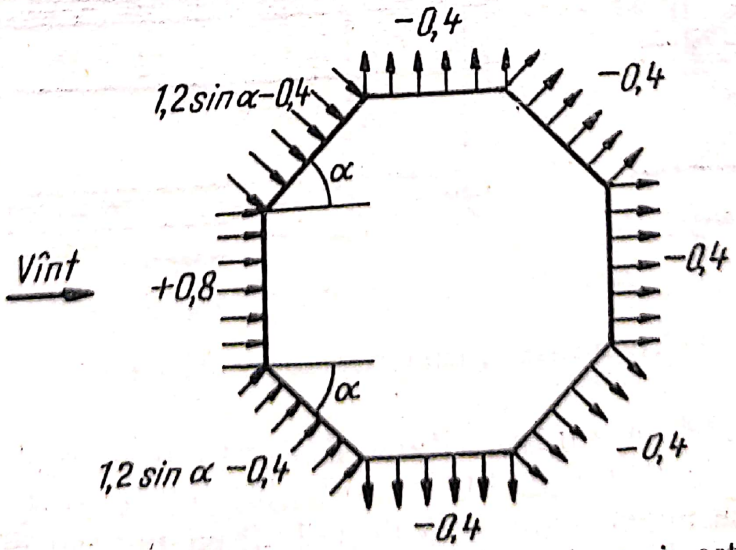


Fig. 143. Coeficienți aerodinamici pe turnuri octogonale, după DIN 1055.

În proiectul de standard pentru încărcări climatice 966-70 coeficienţii aerodinamici pentru turnuri hiperbolice se obţin prin multiplicarea celor pentru cilindri de dimensiuni ($h \times d$) cu cantitatea $1/\sin\alpha$:

$$c_{\text{turn hiperbolic}} = c_{\text{turn cilindric}}/\sin\alpha \qquad (214)$$

unde α este unghiul cuprins între normala la suprafaţă şi axa de simetrie verticală (fig. 145).

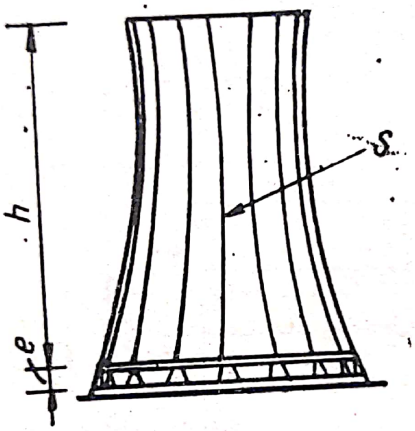


Fig. 144. Definirea acţiunii vîntului pe turnuri hiperbolice după Règles NV 65.

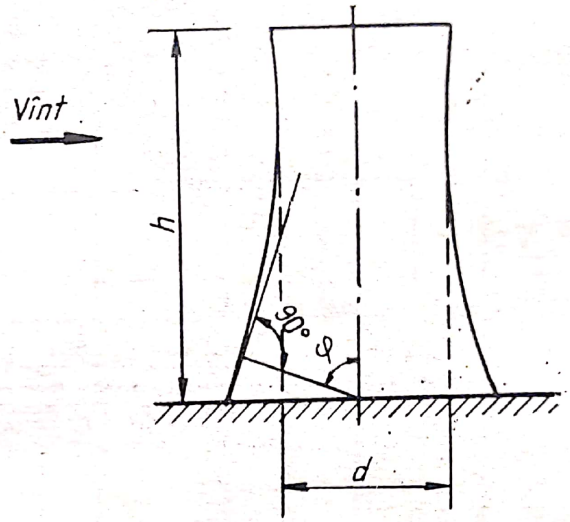


Fig. 145. Definirea acţiunii vîntului pe turnuri hiperbolice după proiect STAS 966-70.

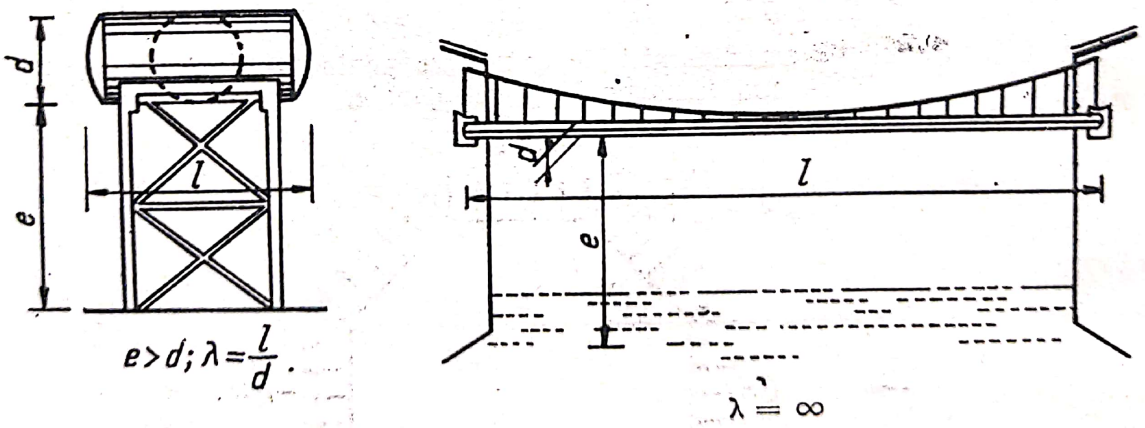


Fig. 146. Construcţii cilindrice depărtate de sol [180].

Pentru cilindri orizontali, dacă distanţa acestora faţă de sol, e, este mai mare decît diametrul cilindrului, d, ($e > d$) în Règles NV 65 se recomandă aceeaşi metodă de calcul ca pentru cilindri verticali (fig. 146). În cazul $e < d$ se indică alte valori (v. tabelul 46).

Observații. În cazul în care pereții turnului sînt permeabili la trecerea aerului (sau au goluri) coeficienții aerodinamici exteriori trebuie sumați cu coeficienții aerodinamici interiori.

Pentru turnuri cu goluri pe pereții laterali sub 5% valorile acestor presiuni sau sucțiuni interioare sînt de ordinul $\pm$ (0,2 ... 0,3) q.

Pentru turnurile deschise la partea superioară, în Règles NV 65 se recomandă o sucțiune interioară uniformă de $-0{,}3\ q$, iar pentru turnuri de răcire, deschise atît la bază cît și la vîrf, o sucțiune uniformă de $-\ 0{,}4\ q$.

În fine, pentru calculele de rezistență la recipienți de lichide sau gaze închiși, acțiunea exterioară a vîntului, deci presiunile din vînt, trebuie combinate cu presiunile interioare, în grupările cele mai defavorabile.

2.4.4.6. **Peroane.** În prescripții coeficienții aerodinamici se dau separat pentru peroane cu două pante și pentru cele cu o singură pantă.

Peroane cu două pante. Schematizarea și mărimea coeficienților aerodinamici pe peroane este foarte diferită de la standard la standard. Constatarea se datorește faptului că pe de o parte normele nu iau în considerație proporțiile geometrice ale peroanelor, iar pe de altă parte condițiile și principiile de modelare în tunel nu au fost similare. Se observă că pe aceeași parte a peronului unele prescripții indică presiuni, altele sucțiuni, cazul peroanelor fiind unul dintre cele mai contradictorii în ceea ce privește valorile posibil de ales în proiectare pentru coeficienții aerodinamici.

În tabelele 47 și 48 sînt date valori ale coeficienților pentru înclinări ale acoperișului față de orizontală de 10° și 30°. Majoritatea normelor stabilesc încărcarea din vînt pe peroane în acest fel, adică pentru anumite unghiuri ale pantei, și numai unele (CNR UNI 10012, de exemplu) ca funcție continuă a unghiului de pantă.

Se constată că distribuțiile coeficienților sînt fie dreptunghiulare, fie trapezoidale iar pentru unghiuri mici de pantă se indică uneori cîte două scheme de distribuții.

În norme sînt indicate valori ale coeficienților aerodinamici și pentru alte înclinări ale suprafeței acoperișului, în afară de 10° și 30°.

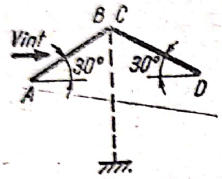
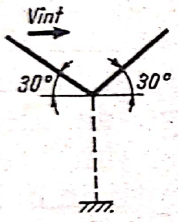
În cazul în care sensul de acțiune al vîntului se inversează, coeficienții aerodinamici din tabelele 47 și 48 schimbă de semn.

În normele franceze se specifică că înălțimea peroanelor se presupune mai mare decît 0,75 din deschiderea consolei (pentru înclinări sub 40°).

Scanned with OKEN Scanner

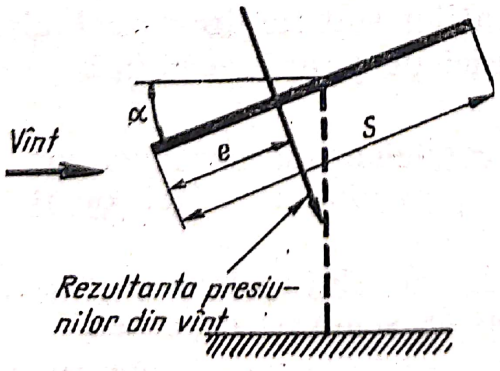
Tabelul 47

Coeficienţi aerodinamici pentru peroane cu console înclinate la 30° faţă de orizontală

Schema peronului		Ţara, prescripţia: România, STAS 946-56 [1]	Franţa, Règles NV65	S.U.A. Wind Forces on Structures	R.F.G DIN 1055 Japonia JIS 3001	India, I.S. 875 1964	Italia, CNR UNI 10012[3]	Israel, SI 414[2]	Danemarca
	A	+1,6	+0,8	+1,6	+1,6	+0,9	+1,3	+0,8 sau −0,2	+2,0
	B	+0,9	+0,8						
	C	−0,4	−0,5	+0,4	+0,5	−0,6	+0,4	−1,0 sau −0,4	0
	D	−0,3	−0,5						
	A	−2,0	−0,8	—	−1,6	−0,9	−1,3	−0,8 sau +0,2	−2,0
	B	−0,4	−0,8						
	C	−0,6	+0,5	—	−0,5	+0,6	−0,4	+1,0 sau +0,4	0
	D	−0,3	+0,5						

[1]) Valori pentru 25° ; anvergura celor două aripi ale peronului < înălţimea peronului.
[2]) Se ia în consideraţie şi deviaţia vîntului faţă de orizontală.
[3]) Pe aripa din stînga a peronului se dă $c = \pm 0{,}6\ (1 + \sin \alpha)$, unde α este unghiul consolei faţă de orizontală.

Peroane cu o singură pantă. La peroanele cu o singură pantă problemele sînt asemănătoare cu cele din cazul precedent. Dispersia



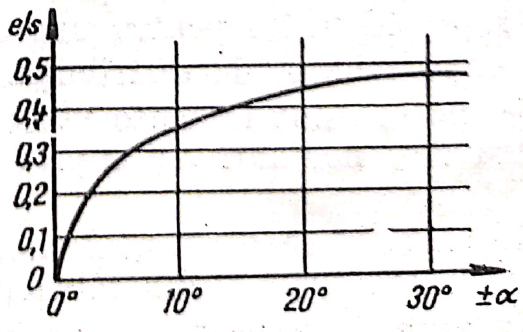
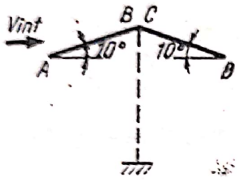
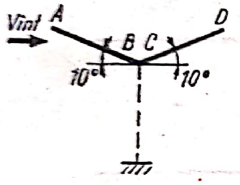


Fig. 147. Excentricitatea forţei din vînt pe peroane cu o singură pantă, după DIN 1055.

Tabelul 48

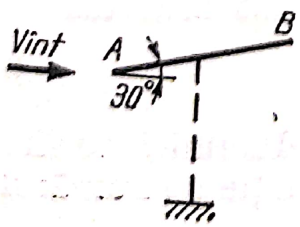
Coeficienți aerodinamici pentru peroane cu console înclinate la 10° față de orizontală[1])

Schema peronului / Țara, prescripția		România, STAS 946-56	Franța Règles NV 65	S.U.A., Wind Forces Structures	R.F.G., DIN 1055	India IS 875 1964	Italia CNR UNI 10012	Israel SI 414 1961	Danemarca
	A	+0,3	+0,7	−1,3	−0,7	−0,55	+0,7	+0,6 sau 0,1	+1,2 sau −0,6
	B	−1,0	+0,35						
	C	−1,7	−0,15	−0,7	−0,7	−0,55	−0,6	−0,3 sau −0,8	−1,0
	D	−0,2	−0,5						
	A	−0,6	−0,7	+1,0	+0,7	+0,55	−0,7	−0,6 sau +0,1	−0,4 sau +0,6
	B	+1,0	−0,35						
	C	+1,2	+0,15	+1,1	+0,7	+0,55	+0,6	+0,3 sau +0,8	+1,0
	D	+0,2	+0,5						

[1]) Pentru observații vezi tabelul 47.

Tabelul 49

Coeficienți aerodinamici pentru peroane cu o singură pantă, înclinate cu 30° față de orizontală

Schema acoperișului / Țara, prescripția		România, STAS 946-56[1])	Franța, Règles NV 65	Israel, SI 414 1961	Italia, CNR UNI 10012[2])	India, IS. 875-1964[3])
	A	+1,6	1,8	+1,7	+0,8	+0,5
	B	−0,7	0,8	+0,8		

[1]) Pentru $\alpha = 25°$.
[2]) Pentru $\alpha = 35°$, $c = +0,8$; pentru $\alpha > 35°$, $c = +1,2$.
[3]) $c = \sin \alpha$.

Scanned with OKEN Scanner

valorilor propuse de diferite norme pentru o înclinare a acoperișului de 30° față de orizontală poate fi urmărită din tabelul 49.

Dat fiind că de regulă presiunea este distribuită trapezoidal pe acoperiș, rezultanta presiunilor este excentrică față de mijlocul peronului. Această excentricitate se poate evalua cu nomograma din fig. 147 după DIN 1055 și IS 875.

2.4.4.7. **Fire și cabluri.** Coeficienții aerodinamici de antrenare în funcție de diametrul d și de valoarea presiunii dinamice a vîntului, q, pentru fire sau cabluri de lungime infinită, la vînt normal pe generatoarea cablului, sînt dați în tabelul 50 și fig. 148.

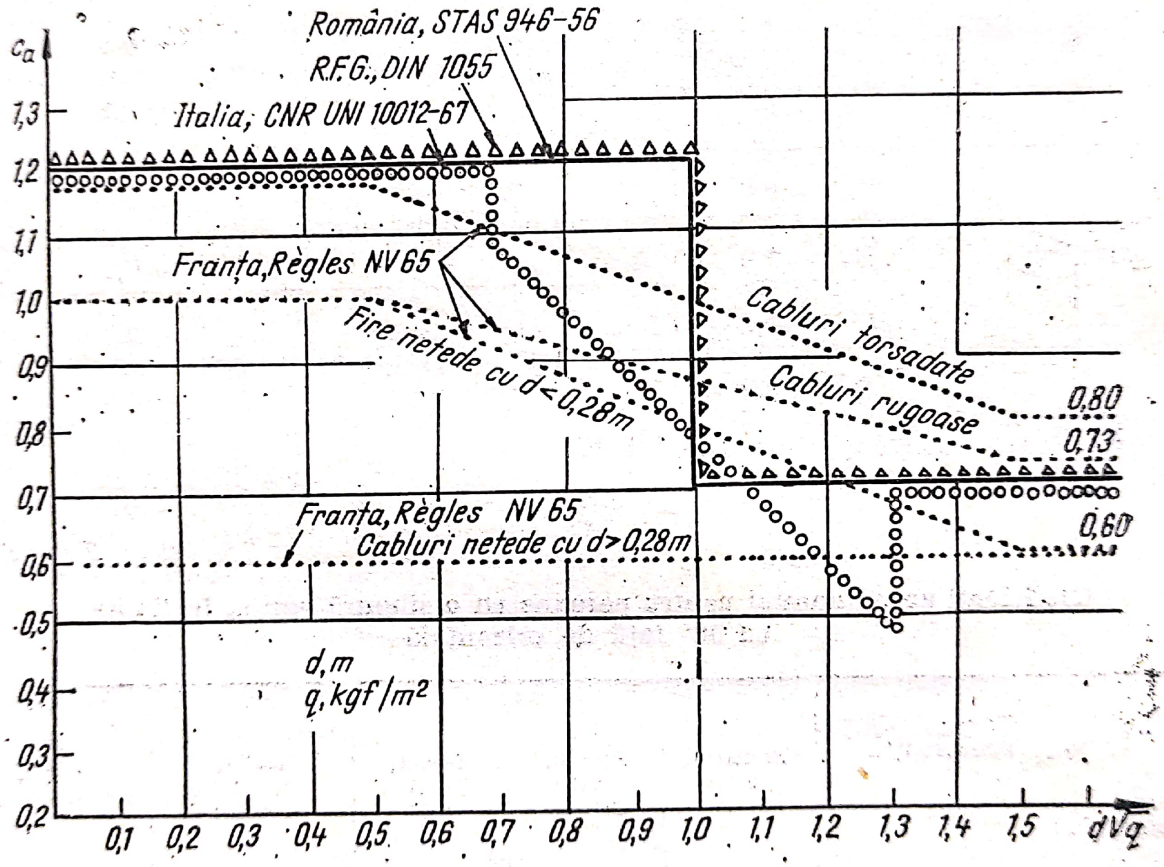


Fig. 148. Coeficienți aerodinamici pe fire și cabluri de lungime infinită la vînt normal pe generatoare [139].

În proiectul de standard 966-70 coeficienții aerodinamici pe fire și cabluri sînt dați la fel ca în normele sovietice în funcție de numărul Reynolds conform diagramei din fig. 149.

Dacă se notează cu α, unghiul de înclinare al axei firului (cablului) față de direcția vîntului (fig. 150), atunci forța totală din vînt, nor-

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 50

Coeficienți aerodinamici pentru fire și cabluri de lungime infinită, la vînt normal pe generatoare (d în m, q în kgf/m²)

Țara, prescripția	Ipoteze	Coeficienți aerodinamici
România, STAS 946-56 R.F.G., DIN 1055	$d\sqrt{q} < 1$	+1,2
	$d\sqrt{q} \geqslant 1$	+0,7
Italia, CNR UNI 10012	$d\sqrt{q} < 0{,}7$	+1,2
	$0{,}7 < d\sqrt{q} < 1{,}3$	$1{,}783 - d\sqrt{q}$
	$d\sqrt{q} > 1{,}3$	+0,7
Franța, Règles NV 65	Fire și cabluri netede	
	$d > 0{,}28$ m	+0,6
	$d < 0{,}28$ m	
	$d\sqrt{q} \geqslant 1{,}5$	+0,6
	$0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$	$1{,}2 - 0{,}4\ d\sqrt{q}$
	$d\sqrt{q} < 0{,}5$	+1,0
	Fire și cabluri rugoase	
	$d\sqrt{q} < 0{,}5$	+1,2
	$0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$	$1{,}4 - 0{,}4\ d\sqrt{q}$
	$d\sqrt{q} > 1{,}5$	+0,8
	Cabluri torsadate	
	$d\sqrt{q} < 0{,}5$	+1,0
	$0{,}5 < d\sqrt{q} < 1{,}5$	$1{,}13 - 0{,}27\ d\sqrt{q}$
	$d\sqrt{q} > 0{,}5$	+0,73
S.U.A., Wind forces on structures	Sîrme, cabluri și conducte netede	
	$d\sqrt{q} < 1{,}5$	+1,2
	$d\sqrt{q} > 1{,}5$	+0,5
	Sîrme, cabluri și conducte murdare	
	$d\sqrt{q} < 1{,}5$	+1,2
	$d\sqrt{q} > 1{,}5$	+0,7
	Cabluri din sîrme împletite	
	$d\sqrt{q} < 1{,}5$	+1,2
	$d\sqrt{q} > 1{,}5$	+0,9
	Cabluri torsadate	
	$d\sqrt{q} < 1{,}5$	+1,3
	$d\sqrt{q} > 1{,}5$	+1,1
Manualul Inginerului Electrician, Siemens [204]	Conductoare cu diametrul d	
	$d < 12{,}5$ mm	+1,2
	$12{,}5 < d < 15{,}8$ mm	+1,1
	$d > 15{,}8$	1,0

mală pe axa longitudinală a firului (cablului) se scrie, după Règles NV 65 :

$$F_\alpha = c_\alpha \cdot qld \qquad (215)$$

$$\text{unde } c_\alpha = \begin{cases} 0 & \text{pentru } \alpha < 15° \\ c_\perp \, [0{,}5 \, (\alpha/30°) - 0{,}25] & \text{pentru } 15° < \alpha < 75° \\ c_\perp & \text{pentru } \alpha > 75° \end{cases}$$

$c_\perp$ fiind coeficientul aerodinamic din tabelul 50 sau fig. 148.

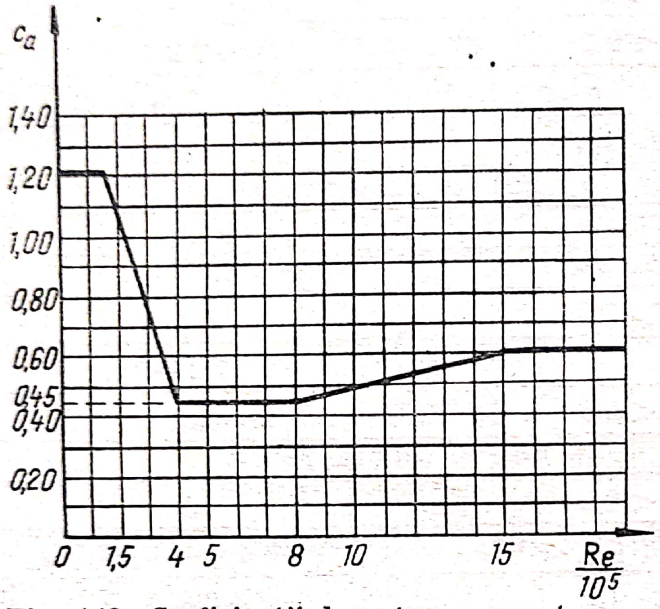


Fig. 149. Coeficienţii de antrenare pentru cabluri în funcţie de numărul Reynolds după proiect STAS 966-70 şi normele sovietice. (Pentru cabluri aeriene $c_\alpha \leqslant 1{,}1$).

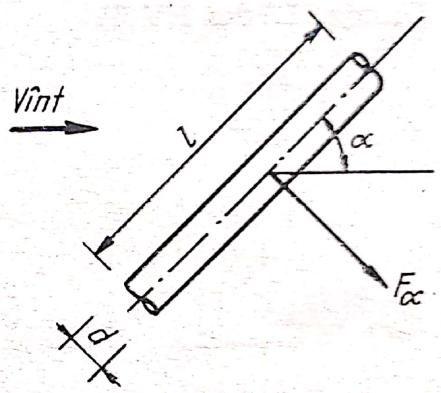


Fig. 150. Acţiunea oblică a vîntului pe fire sau cabluri [180].

Pentru calculul liniilor electrice aeriene (L.E.A.) în normativul românesc 1 - LI - 67 se prevăd presiunile dinamice din tabelul 51.

Tabelul 51

Presiunea dinamică a vîntului, q, pentru calculul L.E.A. după 1-LI-67

Zona meteorologică	Presiunea dinamică				Coeficienţi de majorare a presiunii dinamice în funcţie de înălţimea la sol, H, în m			
	Vînt maxim		Vînt simultan cu chiciură					
	$U=100$ KV	$U=220 \ldots 400$ kV	$U=100$ kV	$U=220 \ldots 400$ kV	$\leqslant 30$	30–50	50–75	75–100
I_a	76,5	100	25	25	1,0	1,4	1,7	1,9
I_b	56	76,5	14	18				
II	45,5	76,5	10,5	18				
Zone muntoase altitudine peste 1 000 m	100	120	25	30				

U = tensiunea L.E.A.

Scanned with OKEN Scanner

2.4.4.8. **Şeduri, luminătoare.** În lucrarea [117] se consemnează că încărcarea din vînt pe acoperişuri tip şed este „incomplet" cunoscută.

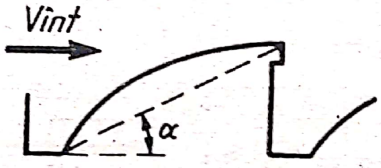
Coeficienţii aerodinamici pentru acoperişuri în formă de şed, la vînt normal pe generatoare, au valori divergente în diferite prescripţii în primul rînd pentru că se referă la construcţii cu forme şi proporţii diferite şi în al doilea rînd datorită dificultăţilor de modelare în tuneluri.

În normele daneze se recomandă o sucţiune generală aplicată pe aria proiecţiei acoperişului în plan orizontal (minus prima undă), cu coeficientul aerodinamic $c = -0{,}6$.

În normele sovietice SNIP 72-59, cap. II-B. 1 se indică coeficienţii aerodinamici din tabelul 52.

Tabelul 52

Coeficienţi aerodinamici pe şeduri după SNIP 72-59

Tipul acoperişului	Schema	Coeficienţi aerodinamici
Şeduri		$0 < \alpha < 15°$ $c = -0{,}8$ $\alpha = 30°$ $c = 0$ $\alpha > 60°$ $c = +0{,}8$ Valorile intermediare se determină prin interpolare

În normele franceze se recomandă o forţă orizontală de antrenare la nivelul acoperişului, a cărei mărime este:

$$0{,}03\ qA' \leqslant (0{,}001\alpha + 0{,}02)qA' \leqslant 0{,}10qA' \qquad (216)$$

unde α este unghiul cu orizontala al dintelui acoperişului (pe partea dinspre care bate vîntul), iar A' este aria proiecţiei pe orizontală a acoperişului (minus aria proiecţiei pe orizontală a primei unde).

În standarde se dau de obicei şi valori pentru coeficienţii aerodinamici pe luminătoare.

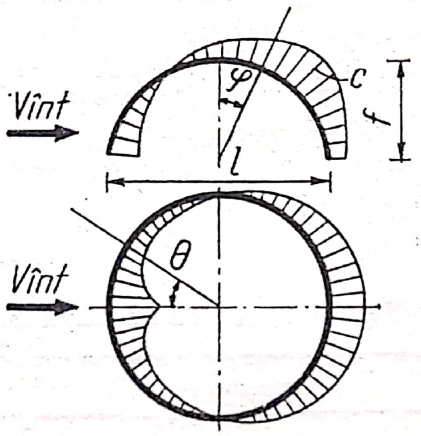
Aceste valori nu pot fi întotdeauna utilizate în practică deoarece, în general, se referă la luminătoare de anumite proporţii şi pe acest tip de acoperiş nu se pot face extrapolări aerodinamice. Ordinul de mărime al sucţiunilor şi presiunilor pe luminătoare sau pe dinţii şedurilor este $\pm (0{,}3 \ldots 0{,}8)\, q$.

Scanned with OKEN Scanner

2.4.4.9. **Construcții sferice.** Acțiunea statică a vîntului pe construcții cu suprafețe sferice se poate aprecia utilizînd coeficienții aerodinamici dați în cele ce urmează.

Tabelul 53

Coeficienți aerodinamici pe plăci curbe de rotație după SNIP 72-59

Tipul acoperișului	Scheme	Coeficientul aerodinamic
Plăci curbe de rotație $\frac{f}{l} > \frac{1}{4}$		$c = 0{,}5 \sin^2\varphi(0{,}85 \cos\theta - 0{,}15 \cos 3\theta) - \cos^2\varphi$, φ = unghiul dintre normala la suprafață și axa de rotație a plăcii

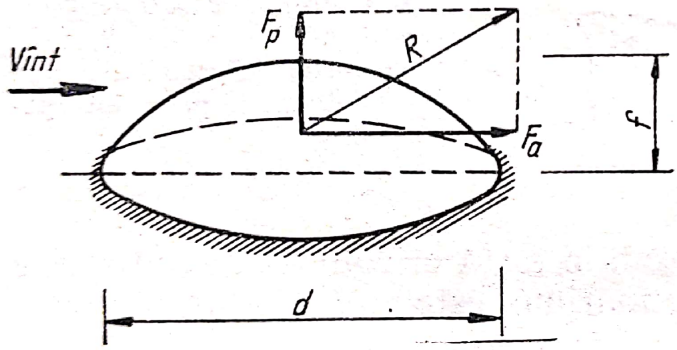


Fig. 151. Forțe aerodinamice pe calota sferică așezată pe sol [180].

Calota sferică. Normele sovietice SNIP 72-59 cap. II-B.1 prevăd valorile coeficienților aerodinamici pe calote sferice din tabelul 53 [1].

Pentru o calotă sferică așezată pe sol forța de antrenare și respectiv de portanță (ridicare) au următoarele expresii (fig. 151):

$$\begin{cases} F_a = c_a\,(\pi d^2/4)q \\ F_p = c_p\,(\pi d^2/4)q. \end{cases} \tag{217}$$

Coeficienții c_a și c_p au în Règles NV 65 valorile

$$c_a = +0{,}44\ f/d$$

$$c_p = \begin{cases} -2{,}8\ f/d & \text{dacă} \quad f/d < 0{,}05 \\ -0{,}14 & \text{dacă} \quad 0{,}05 < f/d < 0{,}25 \\ -2{,}8\ f/d + 0{,}56, & \text{dacă} \quad f/d > 0{,}25. \end{cases} \tag{218}$$

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 54

Distribuția presiunilor exterioare pe calota semisferică [227]

α	0	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
Coeficientul aerodinamic	1	0,9	0,5	−0,1	−0,7	−1,1	−1,2	−1,0	−0,6	−0,2	+0,1	+0,3	+0,4

În SIA no. 160 [203] și în [227] se indică pentru calota semisferică $c_a = +0{,}2$, iar pentru distribuția presiunilor exterioare din vînt pe suprafața calotei sferice (fig. 152) coeficienții aerodinamici din tabelul 54.

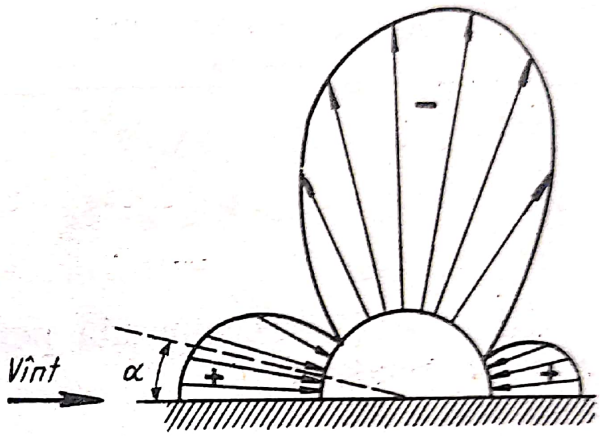


Fig. 152. Distribuția presiunilor pe calota semisferică [226].

Pentru rezervoare metalice cilindrice cu înălțimea, h, mai mare decît jumătatea diametrului, $d/2$, acoperite cu o calotă sferică de săgeată f, în Règles NV 65 se recomandă următoarele valori ale coeficienților aerodinamici pe acoperiș :

$$c_p = \begin{cases} -0{,}6 & \text{dacă } f/d < 0{,}3 \\ -5\ f/d + 0{,}9 & \text{dacă } f/d > 0{,}3. \end{cases} \tag{219}$$

În raportul [227] se recomandă pentru cilindri cu înălțimea $h = d$, $c_p = -1{,}0$. Forța de portanță (ridicare) din vînt pe acoperiș se calculează cu relația $F = c_p\ (\pi d^2/4)q$, forța F fiind aplicată cu o excentricitate de 0,1 d.

Pentru calculele de rezistență ale pereților rezervoarelor, efectele vîntului trebuie combinate cu efectele presiunilor interioare, în ipotezele cele mai defavorabile.

Sfere. Coeficienții aerodinamici globali de antrenare pe sfere sînt dați în tabelul 55.

2.4.4.10. **Steaguri.** Pentru steaguri cu pînza de dimensiuni între 0,45 și 0,9 m înălțime și 0,11 și 4 m lungime, forța din vînt după [180] se calculează cu :

$$F = h\,(0{,}1 + 0{,}05l)\,q \tag{220}$$

unde h este înălțimea, iar l lungimea pînzei steagului.

Tabelul 55

Coeficienți aerodinamici de antrenare la sfere
(d în m, q în kgf/cm^2)

Nr. crt.	Țara, prescripția	Ipoteze	Coeficientul aerodinamic
1	România, STAS 946-56 R.F.G., DIN 1055	$d\sqrt{q} > 1$ $d\sqrt{q} < 1$	+0,35 +0,60
2	Italia, CNR UNI 10012	—	+0,35
3	Franța, Règles NV 65	$d\sqrt{q} < 0,5$ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$ $d\sqrt{q} > 1,5$	0,48 $0,62 - 0,28\, d\sqrt{q}$ 0,20

În SI 414 se recomandă pentru steagurile expuse liber în bătaia vîntului relația :

$$F = 0,3\, hlq. \qquad (221)$$

2.4.4.11. **Forțe tangențiale.** Forța de antrenare pe suprafețele construcției paralele cu direcția vîntului (datorată frecării aerului pe construcții) se calculează folosind următorii coeficienți de frecare [180] :

$c_f = 0,01$ pentru suprafețe plane sau cu unde paralele cu direcția vîntului ;

$c_f = 0,02$ pentru suprafețe cu unde perpendiculare pe direcția vîntului ;

$c_f = 0,04$ pentru suprafețe cu nervuri perpendiculare pe direcția vîntului.

În standardul danez se recomandă pentru suprafața de beton $c_f = 0,002$, pentru unde de azbociment normale pe direcția vîntului $c_f = 0,02$ iar pentru nervuri normale pe direcția vîntului, dar nu mai înalte de 25 cm, $c_f = 0,04$.

În CP-3 și IS 875 forța de antrenare datorită frecării aerului pe suprafața construcției de-a lungul pereților sau acoperișurilor bătute de vînt paralel cu coama se calculează cu $c_f = 0,025$. Pentru vînt normal pe coamă se ia $c_f = 0,05$.

În general, forțele de antrenare din frecare sînt mici și se neglijează, cu excepția construcțiilor provizorii și ușoare.

Scanned with OKEN Scanner

2.4.4.12. **Acțiuni locale**. Acțiunea exercitată de vînt pe construcții se majorează în zonele care reprezintă discontinuități față de forma generală a ansamblului. Aceste fenomene sînt denumite de obicei acțiuni locale.

Efectele locale ale vîntului se majorează de-a lungul muchiilor construcțiilor rectangulare (fig. 153), la parapetele balcoanelor și pe panourile de fațadă, la cornișe, aticuri și vîrfurile coșurilor, la streșini, luminătoare, mansarde, în punctele de agățare a cablurilor, antenelor, consolelor etc.

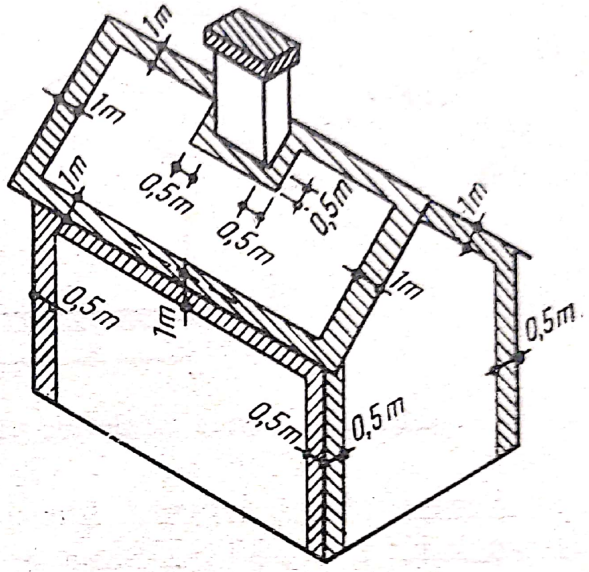


Fig. 153. Acțiuni locale, zone de majorare a efectelor vîntului la construcții curente [154].

Consecința practică a majorării presiunilor și sucțiunilor vîntului în aceste locuri este posibilitatea desprinderii elementelor defectuos fixate (părți din învelitoare, părți din acoperiș, panouri de fațadă, spargeri de geamuri etc.).

Astfel, în STAS 946-56 și proiect standard 966-70 se recomandă ca prinderile acoperișurilor la streașină, coamă și vîrful calcanelor sau colțurile clădirii, să se calculeze la o sucțiune de $-2{,}0\ q$ aplicată pe porțiuni de acoperiș cu lățimea de 0,5 m de o parte și de alta a muchiei respective.

În CP 3 se cere ca prinderile învelitorii de acoperiș sau pereți să se verifice la sucțiuni de $-2\ q$ și respectiv $-1{,}5\ q$; în CNR UNI 10012, pentru elementele superficiale de suprafață sub 15 m² se recomandă $\pm 1{,}6\ q$; în Règles NV 65 valorile sucțiunilor locale sînt $-2\ q$ eventual $-3\ q$. Pentru streșini se recomandă majorări ca în fig. 154.

Tratarea cea mai largă a problemei efectelor locale ale vîntului pe construcții în structuri este dată în normele elvețiene SIA nr. 160 și în lucrarea [226], unde se indică valorile acțiunilor locale la peste 20 tipuri de construcții.

În fine, un tip aparte de acțiune locală îl constituie efectele vîntului pe ferestrele clădirilor înalte și situate în amplasamente expuse. Acestea sînt de două feluri, și anume: efecte mecanice și efecte fizice.

Efectele mecanice constau din deformații datorită presiunii (sucțiunii) vîntului care pot conduce la următoarele inconveniente:

deficiențe de etanșare față de aer sau apă, vibrații, spargeri de geamuri etc.

Efectele fizice se referă în principal la etanșeitatea față de aer și apă.

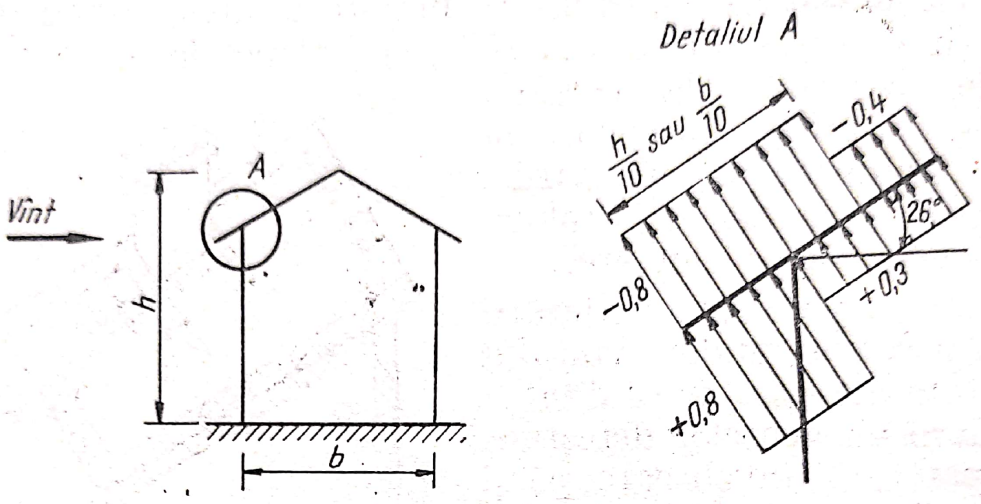


Fig. 154. Efecte locale ale vîntului la streașina acoperișurilor [180].

Aceste efecte asupra ferestrelor se pot ameliora prin garnituri în rosturi (fig. 155). Forma și poziționarea garniturilor depinde de gradul de protecție care trebuie asigurat.

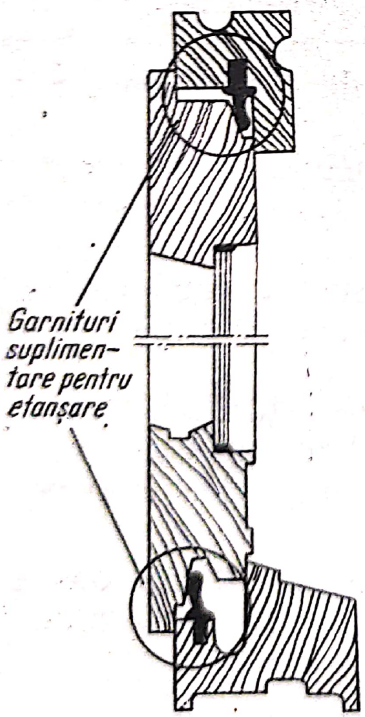


Fig. 155. Etanșarea ferestrelor la vînt.

Astfel, după normele Uniunii Europene pentru Coordonare în Construcții, UEAtc, după etanșeitatea față de aer ferestrele se pot clasifica [19]:

— ferestre cu etanșeitate normală, care au un debit de aer de 12—60 $cm^3/h/m^2$;

— ferestre cu etanșeitate ameliorată, care au un debit de aer $\leqslant$ 12 $cm^3/h/m^2$.

Pentru locuri expuse și clădiri înalte normele UEAtc recomandă ferestre cu etanșeitate ameliorată.

2.4.4.13. **Acțiuni de ansamblu.** În anumite situații construcțiile trebuie verificate și la efectele de ansamblu ale acțiunii vîntului: antrenare, răsturnare, torsiune, sucțiuni generale etc. Asemenea probleme se pot pune la construcții zvelte cu un front expus larg, la construcții ușoare, la construcții cu forme speciale etc.

Acțiunile de ansamblu se obțin din evaluarea efectelor rezultante ale vîntului,

Scanned with OKEN Scanner

prin compunerea vectorială a tuturor presiunilor (şi sucţiunilor) pe întreaga suprafaţă a construcţiei. În analiza fenomenelor de instabilitate a formei şi de răsturnare ele trebuie combinate cu efectele celorlalte acţiuni pe construcţie (gravitaţionale utile ele.).

După [180], pentru o construcţie cu baza dreptunghiulară şi acoperiş plan, faţa de răsturnare (antrenare) are expresia

$$F_a = 1{,}3\, q \cdot h \cdot a \text{ sau } F_a = 1{,}3\, q \cdot h \cdot b \tag{222}$$

unde $h \cdot a$ sau $h \cdot b$ reprezintă aria proiecţiei clădirii pe planul normal pe direcţia vîntului iar forţa de portanţă (ridicare) pentru construcţii închise este

$$F_p = 0{,}8\, q \cdot a \cdot b. \tag{223}$$

În Uniform Building Code se recomandă ca la verificarea de stabilitate momentul de răsturnare din presiunea vîntului să nu întreacă 2/3 din momentul rezistent al sarcinilor permanente, iar Leonhardt recomandă pentru turnuri coeficienţi de siguranţă la răsturnare $\geqslant 1{,}75$.

2.4.5. FORŢE DIN VÎNT PE STRUCTURI CU RĂSPUNS DINAMIC

În redactările actuale ale standardelor de vînt efectele dinamice sînt evaluate simplificat şi numai pentru un număr restrîns de structuri din categoria celor cu răspuns dinamic. Unul din motive este faptul că acţiunea dinamică exercitată de vînt se manifestă la puţine tipuri de structuri în raport cu diversitatea construcţiilor; totuşi, trebuie notat faptul că la acele structuri reprezintă acţiunea fundamentală (poduri suspendate şi acoperişuri pe cabluri, antene şi turnuri zvelte etc.). Un alt motiv decurge din stadiul actual al cunoştinţelor inginereşti în acest domeniu, respectiv din lipsa unor metode simple şi sigure de calcul, verificate prin comportarea la scară naturală a construcţiilor.

În paragraful 2.3 au fost prezentate principalele efecte dinamice ale acţiunii vîntului pe clădiri înalte, turnuri, antene, acoperişuri pe cabluri, poduri suspendate etc. În cele ce urmează sînt sistematizate metodele de calcul care pot fi aplicate în proiectarea la vînt a unor asemenea structuri.

Scanned with OKEN Scanner

2.4.5.1. **Acțiuni dinamice exercitate de vînt, paralel cu direcția de mișcare a aerului.** În cuprinsul acestui paragraf se rezumă principalele metode pentru aprecierea efectelor dinamice ale vîntului în plan vertical, paralel cu direcția de mișcare a aerului.

În exprimare au fost păstrate notațiile autorilor din textele originale.

Metoda M. F. Barstein [16]. Această metodă stă la baza prescripțiilor pentru încărcări din vînt în U.R.S.S. (SNIP-II, A-11-62), România (proiect STAS 966-70) și Franța (Règles NV 65).

Acțiunea dinamică a vîntului pe construcții se evaluează prin majorarea presiunii dinamice a vîntului q, calculată pe baza vitezei medii, cu factorul β :

$$q_{din} = \beta \cdot q. \tag{224}$$

Mărimea factorului β depinde de caracteristicile dinamice ale structurii și proprietățile turbulenței vîntului. Expresiile lui β în prescripțiile sovietice, românești și franceze sînt următoarele :

S N I P - II,A - 11-62	$\beta = 1 + \xi m$	
Proiect STAS 966-70	$\beta = 1 + \xi r$	(225)
Règles NV 65	$\beta = \theta (1 + \xi \tau)$.	

Coeficientul ξ, denumit în SNIP și în STAS coeficient dinamic, iar în Règles NV coeficient de răspuns, ține seama de capacitatea structurii de a absorbi energia eliberată în mișcarea turbulentă a vîntului. Se determină în funcție de spectrul de putere al componentei longitudinale a vitezei vîntului și proprietățile dinamice ale structurii (perioadă proprie de vibrație, factorul critic de amortizare etc.).

Practic, mărimea coeficientului ξ se obține în funcție de perioada proprie de vibrație a construcției T și de tipul structurii (metalică, beton armat, zidărie etc.) cu relația [106]

$$\xi = \xi_0 (1 - 10^{0.24T}) \tag{226}$$

unde ξ_0 are următoarele valori

— structuri metalice	3,3
— structuri de beton precomprimat	2,7
— structuri de beton armat și zidărie	2,4
— clădiri cu structuri metalice	2,4
— clădiri cu structuri din beton armat sau din zidărie	1,7

Scanned with OKEN Scanner

Ecuaţia (226) este reprezentată grafic în fig. 156, *a*, *b*. Coeficienţii m, r sau τ, deşi diferă în cele trei prescripţii prin notaţie, au aceeaşi semnificaţie fizică. Se numesc coeficienţi de pulsaţie (în SNIP şi Règles) sau de rafală (în STAS) şi se exprimă prin cantitatea

$$k \cdot \sigma/q$$

în care σ reprezintă abaterea standard (abaterea medie pătratică) a presiunii dinamice a vîntului calculată pe baza vitezelor instantanee

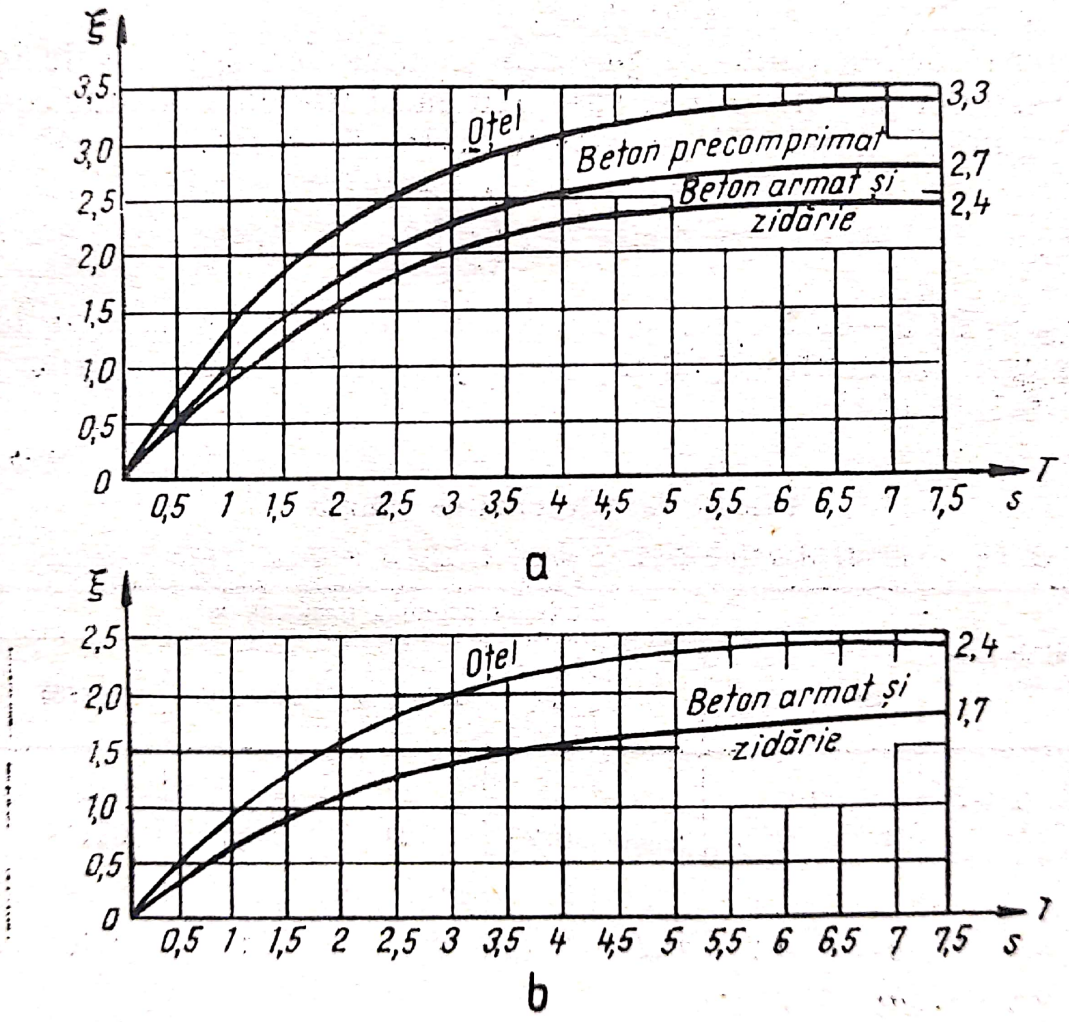


Fig. 156. Coeficientul ξ:
a — numai pentru scheletul de rezistenţă; *b* — pentru construcţia în ansamblu (schelet, pereţi etc.).

ale rafalelor, faţă de presiunea dinamică calculată pe baza vitezei medii (medierea se face în U.R.S.S. pe 2 min). Raportul σ/q este deci coeficientul de variaţie al presiunii rafalelor faţă de presiunea medie.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru intervalul de înălțimi 0—20 m în lucrarea [17] se apreciază pe baza măsurătorilor din U.R.S.S.,

$$\sigma/q = 0{,}12 \ldots 0{,}16.$$

Coeficientul k se alege în funcție de probabilitatea acceptată apriori de a avea valori ale presiunii vîntului mai mari decît q. În lucrarea [17] se consemnează

$$k = 2 \ldots 3$$

ceea ce corespunde, admițînd pentru densitatea probabilității presiunii rafalelor față de presiunea medie distribuția Gauss, unei probabilități de 1,4% și respectiv 2,3‰.

Mărimea coeficientului de pulsație al rafalelor depinde de intensitatea turbulenței vîntului și valoarea sa scade cu înălțimea deasupra terenului H după o lege exponențială de forma

$$\tau_H = \tau_{20} \left(\frac{H}{20}\right)^{\alpha} \qquad (227)$$

unde $\tau_{20} = 0{,}25—0{,}35$ este coeficientul de pulsație pentru înălțimea deasupra terenului $\leqslant 20$ m, iar exponentul α este cuprins între 0,083 și 0,125, [74].

Tabelul 56

Valorile coeficientului de pulsație

a. *După SNIP-II-A-11-62 (m) și proiect STAS 966-70 (r)*

Coeficientul de pulsație, m, respectiv r	Înălțimea deasupra terenului, m							
	20	40	60	80	100—200	200—300	300—400	⩾400
Pentru construcții	0,35	0,32	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,1
Pentru fire și cabluri	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15	0,12	0,10	0,08

b. *După Règles NV 65 (τ)*

Coeficientul de pulsație, τ	Înălțimea deasupra terenului, m										
	10	20	40	60	80	100	160	200	250	300	400
Pentru construcții	0,36	0,345	0,315	0,285	0,26	0,24	0,20	0,18	0,16	0,14	0,10

Scanned with OKEN Scanner

Valorile numerice recomandate pentru coeficientul de pulsaţie în funcţie de înălţimea deasupra terenului sînt date în tabelul 56.

În Règles NV 65, θ are valorile următoare :

— pentru turnuri cu secţiunea transversală circulară sau poligon regulat şi pentru turnuri cu zăbrele $\theta = 1$;

— pentru alte construcţii, în funcţie de înălţimea acestora faţă de sol h, astfel :

$$\begin{array}{rl} h < 30 \text{ m} & \theta = 0{,}7 \\ 30 \text{ m} < h < 60 \text{ m} & \theta = 0{,}7 + 0{,}01\,(h - 30) \\ h > 60 \text{ m} & \theta = 1{,}0. \end{array} \qquad (228)$$

Metoda A. G. Davenport [60]. Este o metodă simplificată pentru calculul acţiunii dinamice a vîntului asupra construcţiilor.

Presiunea vîntului pe structuri cu răspuns dinamic se determină cu expresia

$$q_{din} = Gq \qquad (229)$$

unde q este presiunea dinamică a vîntului, calculată pe baza vitezei medii.

Mărimea factorului G este dată de relaţia

$$G = 1 + gr\sqrt{B + R} \qquad (230)$$

în care :

— factorul de vîrf g depinde de frecvenţa fundamentală de vibraţie a structurii n_0 şi timpul de mediere T, pe baza căruia se calculează viteza medie (fig. 157) ;

— factorul de rugozitate r depinde de natura (rugozitatea) terenului şi de înălţimea construcţiei deasupra solului (fig. 158)

— factorul de turbulenţă B, datorită turbulenţei create de rugozitatea terenului, depinde de înălţimea structurii (fig. 159) ;

— factorul de turbulenţă R, datorită rezonanţei rafalelor turbulente cu structura, se determină cu relaţia

$$R = sF/\gamma,$$

unde

— factorul de reducere s depinde de raportul h/b între înălțimea și lățimea construcției, de frecvența proprie de vibrație a construc-

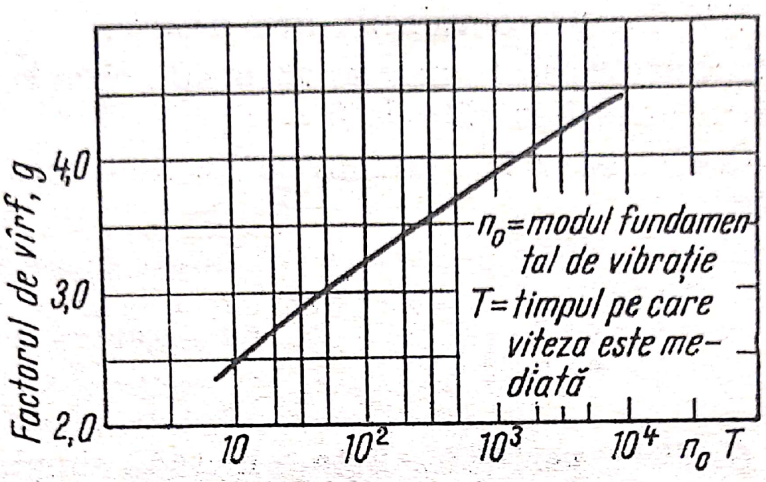


Fig. 157. Factorul de înălțime g.

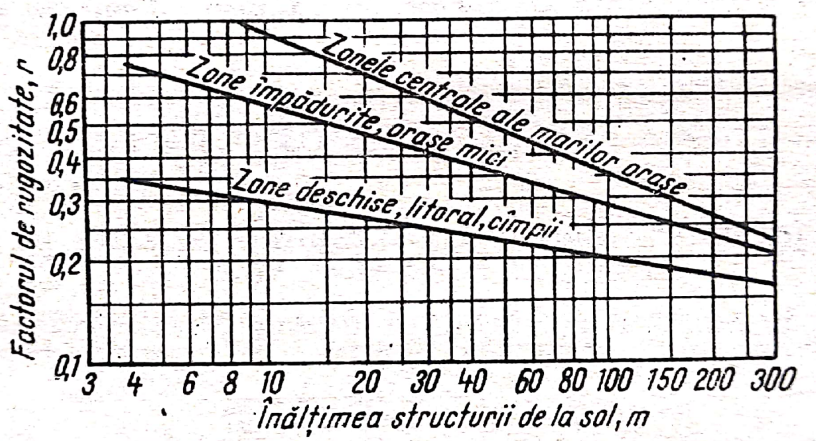


Fig. 158. Factorul de rugozitate r.

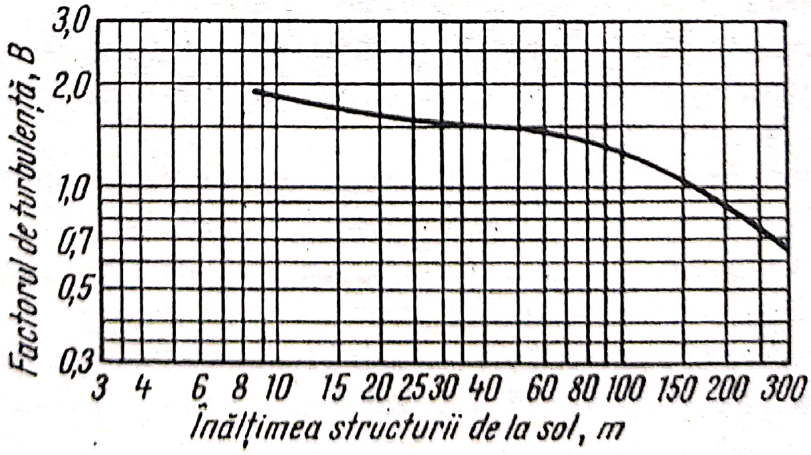


Fig. 159. Factorul de turbulență B.

ției n_0 precum și de viteza medie a vîntului la înălțimea h deasupra terenului (fig. 160);

— factorul energetic F depinde de raportul între energia cinetică disipată de vînt la rezonanţa rafalelor cu structura şi energia maximă disipată de vînt, şi se determină pe baza spectrului energetic al turbulenţei vîntului, în funcţie de numărul de undă la rezonanţa rafalelor cu structura (fig. 161);

— factorul critic de amortizare γ depinde de tipul structurii; pentru structuri din beton armat se poate lua $\gamma = 0{,}02$.

Metoda F. Schlaich [192]. Majorarea presiunii dinamice a vîntului, q, datorită acţiunii dinamice a rafalelor se face prin intermediul coeficientului φ şi se calculează cu expresia

$$q_{dir.} = \varphi q = q_s + \varphi' q_d \qquad (231)$$

unde q_s şi q_d reprezintă componentele cu acţiune statică şi respectiv dinamică ale presiunii vîntului calculată pe baza vitezei medii şi

$$q = q_s + q_d.$$

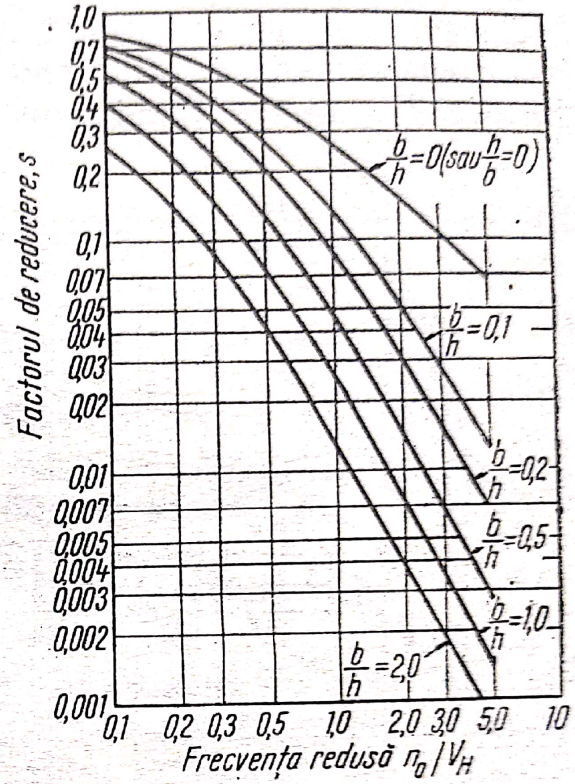


Fig. 160. Factorul de reducere s

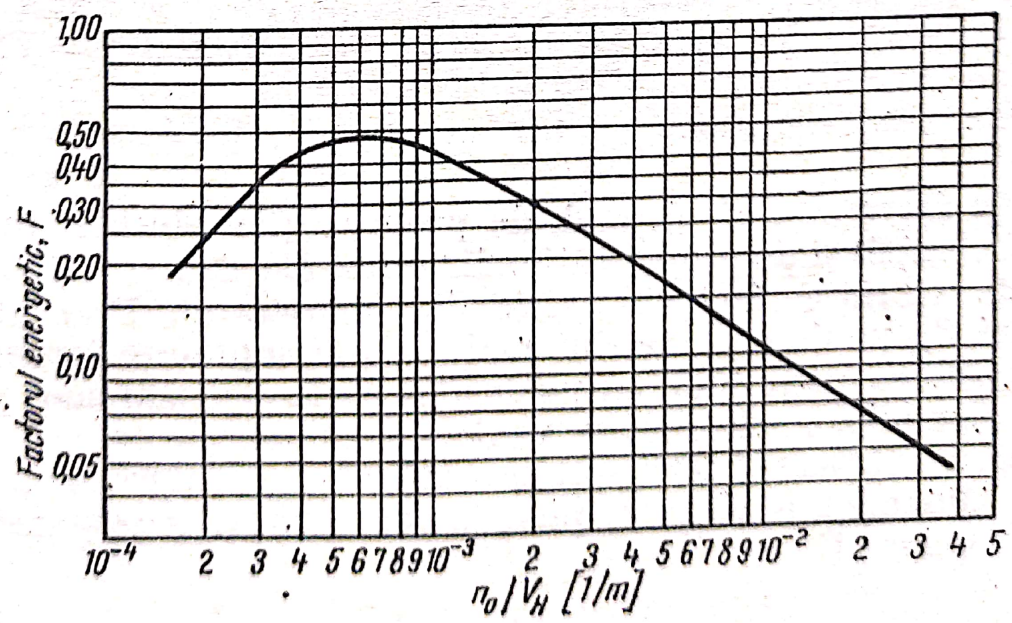


Fig. 161. Factorul energetic F.

După J. Schlaich se poate lua

$$q_s = 0{,}4\ q; \qquad q_d = 0{,}6\ q. \tag{232}$$

Factorul φ' se evaluează cu nomograma din fig. 162, în funcţie de caracteristicile dinamice ale structurii : perioada proprie de vibraţie T şi factorul critic de amortizare.

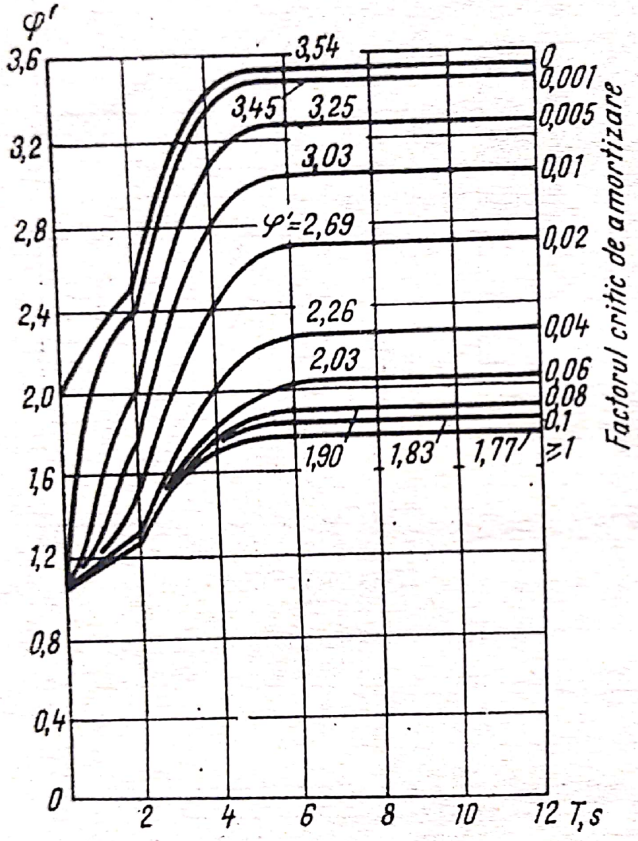


Fig. 162. Factorul φ'.

Metoda propusă de J. Schlaich constituie o perfecţionare a metodei dată de Föppl şi Rausch conform căreia

$$q_{din} = \varphi q = q_s + \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot q_d. \tag{233}$$

Metoda factorului de rafală şi metoda vitezei rafalelor. În metoda factorului de rafală acţiunea rafalelor pe construcţii se evaluează prin multiplicarea vitezei medii a vîntului V cu factorul de rafală C_r şi majorarea în consecinţă a presiunii vîntului :

$$q_{din} = \frac{1}{2} \rho\ (C_r V)^2 = C_r^2 \cdot q. \tag{234}$$

Valorile factorului C_r depind de proprietăţile vîntului (intensitatea turbulenţei) şi de proprietăţile dinamice ale structurii (perioada proprie de vibraţie, factorul critic de amortizare). Prin urmare, valorile lui C_r, pe de o parte sînt mai mari la suprafaţa terenului şi scad cu creşterea altitudinii, iar pe de altă parte sînt mai mari pentru structuri flexibile, zvelte, decît pentru structuri rigide.

În metoda vitezei rafalelor acţiunea rafalelor se evaluează majorînd presiunea dinamică a vîntului pînă la intensitatea corespunzătoare vitezei rafalelor, V_r

$$q_{din} = \frac{1}{2} \rho V_r^2. \tag{235}$$

Scanned with OKEN Scanner

Mărimea lui V_r depinde de intervalul de timp ales pentru mediera vitezei vîntului, alegere care se face în funcţie de proprietăţile dinamice ale structurii; legea de variaţie pe înălţime a lui V_r este în funcţie de turbulenţa vîntului şi se apreciază după rugozitatea terenului de bază.

După cum se observă, metoda vitezei rafalelor este asemănătoare metodei factorului de rafală, întrucît se poate scrie

$$V_r = C_r \cdot V. \tag{236}$$

Determinarea practică a lui C_r sau V_r, ţinînd seama simultan de proprietăţile turbulenţei vîntului şi proprietăţile dinamice ale structurilor, este în general dificilă.

Metoda vitezei rafalelor este întrebuinţată în propunerea pentru noul cod englez de încărcări din vînt [141], unde se specifică: pentru clădiri cu dimensiunea cea mai mare (fie orizontală, fie verticală) sub 20 m, mediere pe 3 s; între 20 şi 50 m, mediere pe 5 s; peste 50 m, mediere pe 15 s.

Metoda factorului de rafală este folosită uneori în literatura americană, dar valorile lui C_r sînt date ţinînd seama fie numai de turbulenţa vîntului, fie numai de dimensiunile structurii şi nu combinînd cele două aspecte.

De exemplu, în ASA A.58.1-1955 se indică $C_r = 1{,}3$ pentru înălţimea de 9 m deasupra terenului şi $C_r = 1{,}14$ la 150 m.

În lucrarea [199] M. Mackey prezintă un studiu de sinteză cu privire la exprimarea factorului de rafală în legătură cu turbulenţa vîntului. Factorul de rafală C_r se defineşte ca raportul între viteza maximă a rafalei de durată t şi viteza vîntului mediată pe intervalul de timp T, prin expresia

$$C_r = 1 - 0{,}6226 \left(\frac{\sigma}{\overline{v}}\right)^{1{,}2716} \cdot \lg \frac{t}{T}. \tag{237}$$

Cantitatea $\sigma/\overline{v} = I$ este intensitatea turbulenţei (v. şi pct. 2.2.5), adică coeficientul de variaţie al vitezelor instantanee v_i în raport cu viteza medie $\overline{v}$,

$$\overline{v} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} v_i,$$

iar σ este abaterea medie pătratică a seriei aleatoare de viteze instantanee în raport cu viteza medie.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(v_i - \overline{v})^2}.$$

Ţinînd seama de rugozitatea terenului natural, M. Mackey propune următoarele valori pentru intensitatea turbulenţei la suprafaţa solului (pentru domeniul de înălţimi 0—60 m):

— zone urbane $I = \sigma/\overline{v} = 0{,}26$
— locuri deschise $I = \sigma/\overline{v} = 0{,}16$
— litoral $I = \sigma/\overline{v} = 0{,}08$.

Valorile factorilor de rafală, în funcţie de turbulenţa vîntului, pentru $T = 3\,600$ s $= 1$ h şi $t = 1; 3; 5; 10; 30; 60; 300; 600$ şi 3 600 s, calculate pe baza expresiei (237) sînt date în tabelul 57.

Tabelul 57

Valorile factorului de rafală în funcţie de turbulenţa vîntului după M. Mackey, [199], pentru $T = 3\,600$ s

Intensitatea turbulenţei	Durata rafalei t, în s								
	3 600	600	300	60	30	10	5	3	1
Zone urbane $\sigma/\overline{v} = 0{,}26$	1,00	1,202	1,279	1,461	1,538	1,662	1,738	1,797	1,922
Zone deschise $\sigma/\overline{v} = 0{,}16$	1,00	1,108	1,150	1,248	1,290	1,356	1,398	1,430	1,496
Litoral $\sigma/\overline{v} = 0{,}08$	1,00	1,047	1,062	1,102	1,120	1,147	1,164	1,177	1,205

În lucrările [90] şi [226], pe baza studiilor lui Sherlock, se specifică că factorii C_r trebuie aleşi în funcţie de dimensiunile structurilor şi că o rafală trebuie să aibe o durată suficientă pentru a provoca răspunsul structurii corespunzător presiunii dinamice calculată pe baza vitezei V_r; după Sherlock masa de aer a rafalei cu viteza V_r trebuie să cuprindă o zonă de cel puţin opt ori lăţimea clădirii în sensul mişcării vîntului. Astfel, o rafală de 144 km/h trebuie să dureze cel puţin o secundă pentru a cuprinde o zonă de opt ori lăţimea unei structuri de 4,9 m şi 10 s pentru o structură cu lăţimea de 49 m [90].

Scanned with OKEN Scanner

Observație. Metodele prezintă deosebiri însemnate atît în exprimare cît și în conținut și ipoteze, deosebiri explicabile în primul rînd prin complexitatea fenomenelor la care se referă.

Se observă că cei doi parametri care determină caracterul dinamic al acțiunii exercitate de vînt și respectiv răspunsului structurii (adică proprietățile turbulenței vîntului și proprietățile dinamice ale structurii) sînt interpretați în mod diferit în enunțul celor patru metode (tabelul 58).

Tabelul 58

Acțiuni dinamice exercitate de vînt paralel cu direcția de mișcare a aerului

Nr. crt.	Denumirea metodei de calcul	Turbulența vîntului este apreciată		Proprietățile dinamice ale structurii sînt apreciate	
		simplificat	complex	simplificat	complex
1	Barstein		*		*
2	Davenport		*		*
3	Schlaich	*			*
4	Metoda factorului de rafală și metoda vitezei rafalelor	*		*	

2.4.5.2. **Calculul forțelor aerodinamice de antrenare din vînt pe structuri cu răspuns dinamic** ($F_{a,\,din}$). În toate metodele simplificate de calculul dinamic, prezentate în cuprinsul acestui paragraf, acțiunea dinamică exercitată de vînt, paralel cu direcția de mișcare a aerului, se echivalează cu o acțiune statică care este rezultatul majorării presiunii vîntului cu un factor dinamic determinat în funcție de proprietățile dinamice ale structurii și proprietățile turbulenței vîntului.

Forța din vînt pe un tronson al unei construcții cu răspuns dinamic, situat la cota H de la suprafața terenului, avînd aria proiecției tronsonului pe un plan perpendicular pe direcția vîntului A, este

$$F_{a,\,din} = p_{din} \cdot A \tag{239}$$

p_{din} fiind presiunea vîntului la cota H, determinată (pe baza presiunilor $q_{din.}$ la cota H) în funcție de particularitățile răspunsului dinamic al structurii care se proiectează și forma construcției.

$$p_{din} = c_a \cdot q_{din} \cdot \tag{240}$$

Prin urmare,

$$F_{a,\,din} = c_a \cdot q_{din.} \cdot A. \tag{241}$$

Valorile coeficienților aerodinamici c_a, pentru diferite forme și alcătuiri de construcții, după diferite prescripții, sînt date la pct. 2.4.4.

Expresiile q_{din} se calculează prin metodele Barstein, Schlaich, Davenport etc., ca produsul între presiunea dinamică la cota H, q_H, și un coeficient de majorare dinamică C_{din} :

$$q_{din.} = C_{din}\, q_H \tag{242}$$

— în metoda Barstein $C_{din} = \beta$ [ecuația (225)]
— în metoda Davenport $C_{din} = G$ [ecuația (230)]
— în metoda Schlaich $C_{din} = \varphi$ [ecuația (231)]
— în metoda factorului de rafală $C_{din} = C_r$ [de exemplu, ecuația (237)].

Presiunea dinamică la cota H, q_H, se calculează prin ridicarea la pătrat a expresiei privind variația vitezei medii a vîntului cu înălțimea deasupra terenului, în forma clasică sau cea dată de Davenport ; de exemplu :

— după Thom : $q_H = q_{10}\,(H/10)^{1/7}$;
— după Règles NV 65 : $q_H = q_{10} \cdot 2{,}5\,(H + 18)/(H + 60)$; (243)
— după Davenport : $q_H = q_G\,(H/H_G)^{0{,}16\ldots0{,}40}$
etc. (v. tabelele 21 și 32).

În concluzie :

— pe baza prescripțiilor românești și sovietice, alcătuite după metoda de calcul dinamic Barstein, se poate scrie

$$F_{a,din} = c_a \xi (1 + \xi r) \cdot \left\{ q_{10} \left[\frac{\ln (H/10)}{\ln (10/0{,}05)} \right]^2 \right\} \cdot A \approx$$

$$\approx c_a \cdot (1 + \xi r) \cdot \left[q_{10} \left(\frac{H}{10} \right)^{\frac{2}{7}} \right] \cdot A \tag{244}$$

Scanned with OKEN Scanner

unde s-a ţinut seama că legile de variaţie a presiunilor pe înălţime date de Ciudinski şi Thom conduc la rezultate apropiate;

— după Davenport,

$$F_{a,din} = c_a \cdot \left(1 + gr \sqrt{B + \frac{sF}{\gamma}}\right) \cdot q_G \left(\frac{H}{H_G}\right)^{2(0,16\ldots0,40)} \cdot A \qquad (245)$$

— după Règles NV 65,

$$F_{a,din} = c_a \cdot \theta\,(1 + \xi\tau) \cdot q_{10}\, 2{,}5 \frac{H + 18}{H + 60} \cdot A\,. \qquad (246)$$

Simbolurile q_{10}, q_H, q_G, H şi H_G din formulele (244)—(246) au semnificaţiile date în paragraful 2.2.3.

2.4.5.3. **Acţiuni dinamice exercitate de vînt, perpendicular pe direcţia de mişcare a aerului,** ($F_{p,din}$). În cazul construcţiilor zvelte, scurgerea aerului în jurul construcţiei provoacă apariţia vîrtejurilor alternate Kármán. Perioada acestora T_k, (v. şi pct. 2.3.2.) se obţine din expresia

$$T_K = \frac{d}{\mathrm{Sh} \cdot V} \qquad (247)$$

în care: V este viteza vîntului;

Sh — numărul Strouhal, care depinde de rugozitatea suprafeţelor expuse, forma construcţiei şi viscozitatea aerului;

d — lăţimea construcţiei, măsurată perpendicular pe direcţia vîntului; (pentru turnuri cilindrice, d este diametrul secţiunii transversale).

În situaţia în care perioada proprie de vibraţie a construcţiei în modul fundamental T_I şi perioada vîrtejurilor Kármán T_K sînt apropiate, apare posibilitatea de producere a fenomenului de rezonanţă. Acest fapt se verifică prin determinarea vitezei vîntului corespunzătoare rezonanţei, denumită viteză critică, V_{cr}, din condiţia $T_I = T_K$,

$$V_{cr} = \frac{d}{\mathrm{Sh} \cdot T_I}. \qquad (248)$$

Cîteva formule simplificate pentru determinarea perioadei proprii de vibraţie a turnurilor sînt indicate la pct. 2.3.2.

Scanned with OKEN Scanner

Numărul Strouhal variază pentru cilindri între 0,18 și 0,27 iar pentru prisme cu baza pătrată între 0,25 și 0,30 [180]. În calcule se poate lua Sh = 0,20, pentru turnuri cilindrice rugoase, și Sh = 0,25 pentru turnuri prismatice cu baza pătrată.

Fenomenul de rezonanță apare în general la viteze scăzute ale vîntului. În anexa 8 din Règles NV 65 se specifică că, arbitrar, la viteze peste 25 m/s calculul la rezonanță nu este necesar.

Efectele dinamice ale vîntului, datorate formării vîrtejurilor Kármán, se materializează în oscilații laterale ale construcției. Aceste oscilații sînt provocate de o forță laterală fluctuantă, perpendiculară pe direcția vîntului și avînd o repartiție triunghiulară pe înălțimea turnului, cu valoarea maximă la vîrful construcției.

Valoarea maximă a forțelor fluctuante, $F_{p,din}$ la rezonanța frecvențelor construcției și vîrtejurilor se calculează cu relația [180],

$$F_{p,din} = \frac{0,5}{\Delta} \cdot q_{cr} \cdot d \frac{z}{h} \qquad (249)$$

în care : $F_{p,din}$ este forța fluctuantă aplicată pe turn la cota z de la sol, în kgf/m ;

$q_{cr} = V_{cr}^2/16$ $\qquad (V_{cr} = d/\mathrm{Sh} \cdot T_1)$

h este înălțimea turnului ;

d — diametrul turnului, respectiv lățimea construcției măsurată perpendicular pe direcția vîntului ;

Δ — decrementul logaritmic al amortizării pentru modul fundamental de vibrație și se poate lua după [180] :

0,10	pentru construcții metalice ;
0,20	pentru construcții din beton precomprimat ;
0,30	pentru construcții din beton armat ;
0,40	pentru construcții din zidărie.

Coeficientul $0,5/\Delta$ este teoretic rezultatul produsului a trei factori β', c și δ adică [180] :

$$0,5/\Delta = \beta' \cdot c \cdot \delta$$

în care : β' este un coeficient de majorare dinamică $\beta' = \pi/\Delta$;

δ — coeficient de reducere, care ține seama de efectul dimensiunilor asupra presiunilor din vînt ; $\delta = 0,8$;

c — coeficientul aerodinamic al forțelor laterale ; $c = 0,2$.

Pentru turnuri cilindrice, cu înălțimea mai mare de 40 m, o evaluare aproximativă a intensității forțelor din vînt la rezonanță

se poate face cu formulele [126]:

$$q_{din}/q_{st} = (15 \ldots 20\ d/h)^4 \text{ pentru turnuri din beton armat;}$$
$$q_{din}/q_{st} = (20 \ldots 30\ d/h)^4 \text{ pentru turnuri metalice.} \qquad (250)$$

2.4.5.4. **Acțiuni rezultante.** Forța din vînt pe o construcție tip turn, la fiecare nivel, este rezultanta vectorială a forței dinamice de antrenare $F_{a,din}$ și a forței laterale $F_{p,din}$; mărimea rezultantei este

$$F_{din} = \sqrt{F_{a,din}^2 + F_{p,din}^2} \ . \qquad (251)$$

$F_{a,din}$ și $F_{p,din}$ se calculează pe fiecare metru vertical din înălțimea turnului sau pe tronsoane; de exemplu, cu expresiile (246) și (249).

3. ACȚIUNEA ZĂPEZII ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

3.1. GENERALITĂȚI

Zăpada este un fenomen climatic natural a cărui evoluție în timp este influențată de factori termici și eolieni.

Acțiunea sa asupra construcțiilor depinde de condițiile meteorologice ale unui amplasament dat și este deseori amplificată de fenomenele de aglomerare, ca urmare a efectului vîntului și formei construcțiilor.

Încărcările din zăpadă au o pondere importantă în asigurarea siguranței structurilor, funcționării liniilor aeriene de transport a energiei electrice, a canalelor de aducțiune și prizelor de apă etc. De asemenea, multe forme de construcții s-au depărtat considerabil de la formele tradiționale și comportarea lor la acțiunea aglomerărilor de zăpadă nu este suficient cunoscută [142].

Studiul sistematic al acțiunii zăpezii pe construcții implică, după C. Mateescu [142], următoarele etape;

— studiul hidrometeorologic al formării aglomerărilor de zăpadă în natură, prin observații, măsurări și prelucrări statistice a rezultatelor;

— studiul proprietăților fizico-mecanice ale zăpezii;

— studiul acțiunii vîntului la diferite viteze, cunoscut fiind că vitezele moderate contribuie la formarea de aglomerări de zăpadă pe cînd la viteze mari vîntul spulberă zăpada depusă;

— observații în natură asupra depunerilor de zăpadă pe sol, pe acoperișuri, în orașe etc.;

— studiul teoretic al dinamicii mediului bifazat aer-zăpadă;

— studii în laborator pe modele reduse ale fenomenelor de aglomerare a zăpezii.

Scanned with OKEN Scanner

În ultimii 10—15 ani s-au făcut progrese importante pentru rezolvarea acestor probleme în România, U.R.S.S., Canada şi Franţa. Aceste preocupări se înscriu în cadrul general al preocupărilor inginereşti şi ştiinţifice actuale de perfecţionare a metodelor de proiectare şi calcul al construcţiilor.

3.2. PROPRIETĂŢILE FIZICE ALE ZĂPEZII

„Principalele proprietăţi fizice ale zăpezii sînt sumarizate în lucrarea [142] după cum urmează :

„Zăpada este o materie dispersă-granulară ; granulele primare sînt cristale de gheaţă, în forme de prisme în sistem hexagonal de 0,1—2 mm grosime şi cîţiva milimetri lungime. La temperaturi apropiate de 0°C aceste cristale se grupează în steluţe plăci cu 6 braţe, cu grosimi de 0,1 mm, sau chiar în fulgi mai mari formaţi din mai multe elemente.

La temperaturi foarte joase, cristalele au dimensiuni foarte mici, ajungînd la grosimi de 0,005 mm. Sub efectul abraziv al vîntului, fulgii şi cristalele se sfărîmă şi se formează granule rotunjite, asemenea unui nisip fin, prăfos.

Aşezată în strat pe sol sau pe obiecte de pe pămînt, zăpada este supusă de îndată unui proces evolutiv. Căzută liniştit, se depune în grosime aproape uniformă, îmbrăcînd suprafeţele corpurilor pe care cade.

Zăpada formează strat pe suprafeţele înclinate pînă la 50°, între 50° şi 70° rămîne aderentă numai în strat subţire, iar peste 70° alunecă şi nu se prinde. Zăpada în strat, cum s-a aşezat, se îndeasă cu timpul sub propria greutate şi pierde din grosime, cîştigînd în greutate volumetrică. Se evaporează şi sublimează chiar la temperaturi scăzute sau creşte în greutate prin îngheţarea vaporilor condensaţi din atmosferă, în funcţie de umiditatea aerului. Sub efectul radiaţiilor solare sau al unei surse de căldură de pe sol rezultă o cantitate de apă care îmbibă zăpada, excesul scurgîndu-se la pămînt. Se produce în scurt timp la suprafaţă o crustă de gheaţă. În zonele reci se formează zăpada eternă, albă, cu numeroase bule de aer şi după cicluri numeroase de îngheţări succesive, această zăpadă perenă se constituie în gheţari.

Vîntul contribuie la compactarea şi întărirea zăpezii şi îi sporeşte coeziunea. Rezistenţa zăpezii la suprafaţa crustei este de 1—3 kgf/cm^2, la zăpada adusă de vîrtejuri, de 3—6 kgf/cm^2, la zăpada comprimată de vînt la sol, şi de 6—11 kgf/cm^2 sub acţiunea unui vînt puternic.

Scanned with OKEN Scanner

Se numeşte viscol, vîntul care transportă zăpada, fie produsă simultan în atmosferă, fie antrenată de pe sol sau de pe înălţimi şi transportată uneori la mari distanţe.

Concentraţia viscolului, i, este cantitatea (g/min · cm²) care trece printr-o secţiune dreaptă perpendiculară direcţiei vîntului. Concentraţia, sau intensitatea i, creşte cu viteza vîntului V conform unei legi de tipul,

$$i = 0{,}41\ V - 2{,}5. \qquad (252)$$

Din această relaţie rezultă că viscoleşte ($i > 0$) numai dacă $V > 6$ m/s. Pînă la $V = 10$ m/s concentraţia viscolului este neglijabilă iar peste 15 m/s, i creşte la 4—5 g/min · cm².

Coeziunea zăpezii proaspete, uscate, este slabă. Aceasta creşte prin îngheţarea parţială, atîrnînd de acoperişuri sau formînd punţi peste ramurile copacilor. Zăpada uscată, cu granule fine are proprietăţile unei materii disperse ; de îndată ce a fost supusă unor fenomene termice, devine o materie plastică şi coezivă "

3.3. GREUTATEA SPECIFICĂ A ZĂPEZII

Aprecierea încărcării din zăpadă pe construcţii depinde hotărîtor de valoarea acceptată pentru greutatea specifică a zăpezii. Aceasta este o mărime variabilă în timp şi spaţiu şi din acest motiv aprecierea sa printr-o valoare numerică constantă este dificilă.

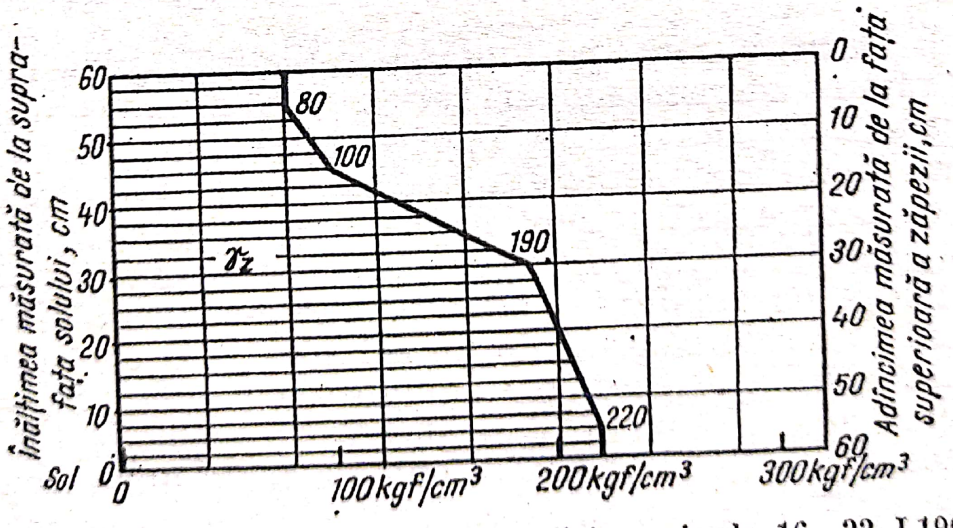


Fig. 163. Greutatea specifică a zăpezii în perioada 16—22 I.1965 în La Plagne-Franţa (1970 m altitudine) [74].

Astfel, pe grosimea straturilor de zăpadă greutatea specifică creşte spre bază, datorită tasării straturilor inferioare, după o curbă care are alura curbei tasărilor probabile ale terenurilor de fundaţii (fig. 163).

Scanned with OKEN Scanner

Greutatea specifică a straturilor superficiale proaspăt depuse, are valori de 80—120 kgf/m³ şi chiar mai puţin (în lucrarea [142] se indică şi valori de 30—60 kgf/m³). Pentru o grosime de 60 cm recent depusă, se ajunge la bază, în straturile inferioare, după fig. 163, la 220 kgf/m³. Dacă grosimea creşte, greutatea specifică a straturilor inferioare se majorează.

Datorită însoririi, fenomenelor de îngheţ-dezgheţ, umidităţii atmosferice etc., greutatea specifică a zăpezii se majorează prin îmbibare cu apă şi îndesare pînă la valori de 400 kgf/m³ pentru zăpada umedă îndesată sub greutate proprie şi pînă la 800 kgf/m³ pentru zăpada saturată cu apă. Datorită acestor fenomene greutatea specifică medie pe grosimea păturii de zăpadă creşte în timpul iernii (fig. 164). Creşterea greutăţii specifice de la începutul spre sfîrşitul iernii la zăpada persistentă este de circa 1,5—2 ori [74]. În fig. 165 se reprezintă calitativ, după [90], pentru întreaga durată a iernii, înălţimea cumulată a straturilor de zăpadă proaspăt ninse (curba *1*), variaţia înălţimii stratului depus pe sol (curba *2*) şi echivalentul în

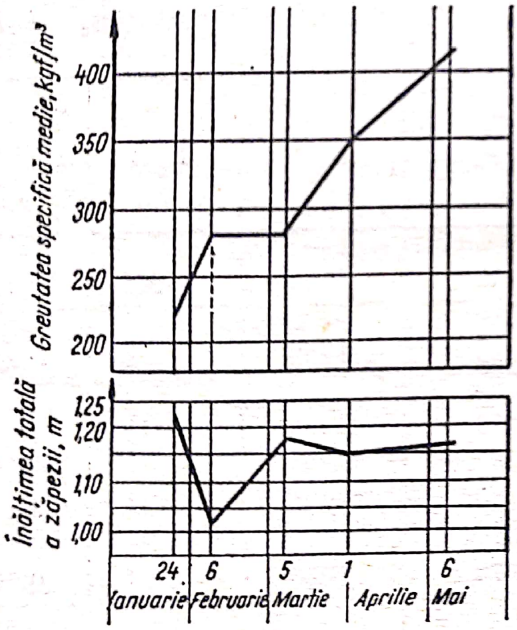


Fig. 164. Greutatea specifică medie şi înălţimea totală a stratului de zăpadă între 24.I—6.V.1965 în La Plagne — Franţa (1970 m altitudine), [74].

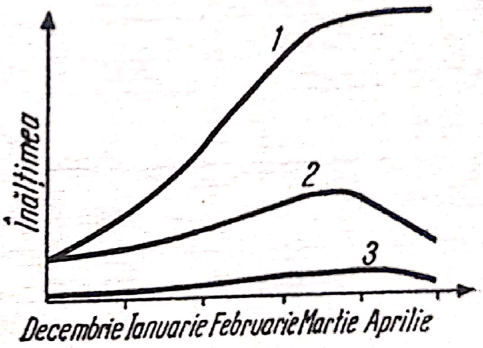


Fig. 165. Variaţia încărcării din zăpadă în timpul iernii; parametrii încărcării din zăpadă [90].

greutate de apă al cantităţii cumulate de zăpadă căzută în timpul iernii (curba *3*).

În gheţari greutatea specifică creşte asimptotic cu adîncimea spre valoarea 917 kgf/m³ (greutatea specifică a gheţii). Zăpada uscată,

îndesată de circulaţia oamenilor, are pînă la 410 kgf/m³, iar dacă se adaugă şi circulaţia vehiculelor, 460 kgf/m³. Dacă zăpada este umedă, circulaţia vehiculelor o poate aduce la 850 kgf/m³, iar pentru zăpadă amestecată cu noroi la peste 1 300 kgf/m³ [142].

Încărcarea şi densitatea zăpezii pe acoperişuri poate diferi considerabil de cea de pe sol, nu numai datorită formei acoperişului şi efectelor vîntului ci şi impermeabilităţii stratului suport (învelitoarea). Aceasta conduce la majorarea greutăţii specifice a zăpezii prin împiedicarea fenomenelor de drenaj natural care au loc obişnuit la suprafaţa solului.

Din anul 1961 Institutul meteorologic central din Bucureşti a organizat culegerea de date privind greutatea specifică a zăpezii. Valorile maxime lunare la staţia Bucureşti Filaret sînt cele din tabelul 54 [104, 155]. Media greutăţii specifice maxime lunare pe intervalul ianuarie 1961 — ianuarie 1969 a fost 255 kgf/m³.

Tabelul 59

Greutatea specifică maximă lunară a zăpezii la Bucureşti-Filaret, între anii 1961 şi 1969

Nr. crt.	Anul	Luna	Greutatea specifică maximă lunară, tf/m³	Nr. crt.	Anul	Luna	Greutatea specifică maximă lunară, tf/m³
1	1961	I	0,35	12	1965	XI	0,12
2	1961	XII	0,35	13	1965	I	0,29
3	1962	I	0,39	14	1966	II	0,28
4	1962	II	0,22	15	1966	XII	0,25
5	1962	III	0,23	16	1967	I	0,50
6	1962	XII	0,18	17	1967	II	0,20
7	1963	I	0,27	18	1967	XII	0,06
8	1963	II	0,35	19	1968	II	0,74
9	1963	XII	0,10	20	1968	III	0,10
10	1964	I	0,25	21	1968	XII	0,30
11	1964	XII	0,25	22	1969	I	0,35

Scanned with OKEN Scanner

În STAS 946-56 se recomandă valoarea 220 kgf/m³.

Interpretarea statistică a rezultatelor a 33 staţii meteorologice din Franţa a condus la următoarele valori pentru zăpada proaspăt căzută [74],

media aritmetică	173 kgf/m³
mediana	140 kgf/m³
modul	110—120 kgf/m³.

Valoarea aleasă în Règles NV 65 a fost 150 kgf/m³ şi se referă la zăpada proaspătă (căzută într-un interval de timp de maxim 48 ore, pe timp rece). Evident, ea nu corespunde unui cumul de straturi căzute la diferite intervale de timp, eventual şi îmbibate cu apă.

În Canada şi S.U.A. se prescrie pentru zăpada depusă pe sol valoarea 200 kgf/m³.

În lucrarea [209] se indică pentru zăpada uscată 128 kgf/m³ şi pentru cea umedă sau îndesată 192 kgf/m³, iar în lucrarea [196], valori între 80 şi 192 kgf/m³.

Din cele prezentate rezultă că greutatea specifică a zăpezii şi înălţimea sa nu pot fi tratate separat. Datorită variaţiei greutăţii specifice cu adîncimea stratului de zăpadă apare logic să se definească pentru înălţimea unui anumit strat noţiunea de greutate specifică medie; la zăpada proaspătă această mărime este cu atît mai mare cu cît grosimea zăpezii este mai mare. În acelaşi timp densitatea zăpezii persistente creşte datorită fenomenelor de îngheţ-dezgheţ, însorire, umiditate atmosferică, tasare etc., astfel încît încărcarea din zăpadă, pentru aceeaşi înălţime, este mai mare la sfîrşitul iernii decît la început.

Pe de altă parte (v. § 3.4), analiza statistică a seriei aleatoare de valori maxime anuale pentru înălţimea zăpezii conduce la selectarea unei anumite înălţimi a cărei probabilitate de a fi depăşită depinde de perioada de regăsire acceptată (20 ani, 50 ani etc.).

La aceste înălţimi maxime, corespunzătoare unor ninsori excepţionale, greutatea specifică medie nu ajunge la valori mari şi indicaţiile prescripţiilor ($\gamma_z \leqslant 200$ kgf/m³) sînt astfel acoperitoare.

3.4. PROPRIETĂŢI CLIMATICE ALE ZĂPEZII. VALORI EXTREME

Grosimea straturilor de zăpadă reprezintă o variabilă aleatoare în timp.

Înălţimile maxime anuale respectă distribuţiile statistice asimetrice — pentru maxime — din teoria valorilor extreme: Fisher-Tippett tip I (Gumbel), tip II (Frèchet) şi tip III (Weibull); de asemenea se poate întrebuinţa distribuţia Pearson tip III.

Scanned with OKEN Scanner

Fie $h_1, h_2, \ldots, h_n$ seria aleatoare de valori maxime anuale ale stratului de zăpadă pe teren orizontal, la o anumită staţie meteorologică. Probabilitatea ca înălţimea stratului de zăpadă, h, să fie mai mică, sau egală, decît o înălţime dată h, se scrie,

$$P(<h) = P(h) = F(h) \tag{253}$$

şi este evident funcţie de variabila aleatoare h; $F(h)$ este funcţia de distribuţie (de repartiţie) a variabilei aleatoare h, numită şi funcţie de probabilitate totală sau cumulată.

Probabilitatea ca înălţimea stratului de zăpadă să fie în intervalul h, $h + \mathrm{d}h$ se scrie

$$f(h) = \frac{\mathrm{d}F(h)}{\mathrm{d}h} \tag{254}$$

şi depinde evident de frecvenţa de apariţie a valorii h. Funcţia $f(h)$ este funcţia de frecvenţă a variabilei aleatoare h, numită şi densitatea probabilităţii variabilei aleatoare h (sau densitatea de repartiţie).

Dacă $P(h)$ reprezintă probabilitatea ca înălţimea maximă anuală a zăpezii să fie mai mică, sau egală, decît h atunci $[1 - P(h)]$ reprezintă probabilitatea ca înălţimea maximă anuală să depăşească valoarea h.

Perioada de regăsire R a unei valori h este dată de numărul de ani care trec în medie între două valori ale variabilei aleatoare $\geqslant h$ şi prin definiţie

$$R = \frac{1}{1 - P(h)}. \tag{255}$$

Deci, probabilitatea ca înălţimea maximă anuală să nu depăşească valoarea h se scrie în funcţie de R astfel

$$P(h) = 1 - \frac{1}{R}$$

şi de exemplu pentru $R = 2$, $P = 0{,}5$; pentru $R = 10$, $P = 0{,}9$; pentru $R = 20$, $P = 0{,}95$ etc.

Se aminteşte că perioada de regăsire R este în ultimă instanţă o măsură a gradului de siguranţă acceptat pentru structură şi se alege pentru structuri curente 20—50 ani.

Funcţia de distribuţie a înălţimii maxime anuale a zăpezii h în distribuţia Fischer-Tippett tip I (Gumbel) — pentru maxime—este

$$F(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}} \tag{256}$$

Scanned with OKEN Scanner

în care : $F(h)$ este probabilitatea ca înălțimea maximă anuală să fie mai mică decît h ;

u — modul seriei aleatoare de înălțimi maxime anuale, adică valoarea cea mai probabilă care corespunde punctului maxim al distribuției [ordonata care corespunde vîrfului curbei $f(h)$] ;

$1/\alpha$ — abaterea medie a seriei aleatoare de înălțimi maxime anuale ;

u și $1/\alpha$ rezultă din prelucrarea statistică a seriei h_1, h_2, ..., h_i ... h_n ;

astfel [91]

$$\begin{cases} u = \bar{h} - \dfrac{0{,}5772}{\alpha} \\ \alpha = \dfrac{1{,}2825}{\sigma} \end{cases} \tag{257}$$

unde

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i}{n} \qquad \text{și} \qquad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (h_i - \bar{h})^2}{n}}$$

sînt înălțimea medie și respectiv abaterea standard a seriei aleatoare de înălțimi maxime anuale h_1, h_2, ..., h_i, ..., h_n.

Logaritmînd de două ori expresia (256) se obține

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \{\ln [- \ln F(h)]\}$$

sau

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \{\ln [- \ln P(h)]\} \tag{258}$$

respectiv

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \left\{\ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{R}\right)\right]\right\}.$$

Expresia (258) reprezentată grafic în sistemul de coordonate

$$x = h$$
$$y = - \ln (- \ln P)$$

conduce la

$$x = u + \frac{1}{\alpha} y, \tag{259}$$

care este ecuația unei drepte care poartă numele de dreapta Gumbel.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru $y = 0$, $x = u$; deci tăietura dreptei pe axa înălțimii straturilor de zăpadă este modul u. Se observă la fel că înclinarea dreptei față de axa absciselor, respectiv tangenta trigonometrică a unghiului făcut de dreaptă cu axa orizontală, este abaterea medie $1/\alpha$.

Fiecare valoare h_i din seria aleatoare $h_1, \ldots, h_n$ se reprezintă grafic în sistemul de coordonate x, y printr-un punct. Pentru reprezentare este necesar să se calculeze numai valoarea variabilei y, variabila x fiind cunoscută, $x = h$.

Calculul lui y [202] se face conform tabelului 60 în care valorile măsurate maxime anuale ale lui h sînt așezate ordonat, în ordine crescătoare (adică în șirul de valori aleatoare, $h_1, h_2, \ldots, h_i, \ldots, h_n$ avem $h_1 < h_2 < h_3 < \ldots < h_i < \ldots < h_n$).

Ordinea operațiilor de calcul este următoarea:

— se completează coloanele (1) și (2) cu rezultatele observațiilor meteorologice;

— se calculează valorile P_i din coloana (3) pe baza valorilor din coloanele (1) și (2) cu relația $P_i = i/n + 1$ (uneori și cu i/n);

— se calculează valorile y din coloana (4) pe baza rezultatelor din coloana (3), $y_i = -\ln(-\ln P_i)$.

Mulțimea punctelor (x_i, y_i) astfel obținută reprezintă distribuția discretă a variabilei aleatoare h_i; dreapta Gumbel rezultă intuitiv pe cale grafică. Ecuația analitică a dreptei se poate obține urmînd

Tabelul 60

Calculul variabilei y

Nr. crt.	Seria h ordonată Variabila x	Probabilitatea P $P_i = \frac{i}{n+1}$	Variabila y $y_i = -\ln(-\ln P_i)$
1	2	3	4
1	$x_1 = h_1$	$\frac{1}{n+1}$	$y_1 = -\ln\left[-\ln\frac{1}{n+1}\right]$
2	$x_2 = h_2$	$\frac{2}{n+1}$	$y_2 = -\ln\left[-\ln\frac{2}{n+1}\right]$
i	$x_i = h_i$	$\frac{i}{n+1}$	$y_i = -\ln\left[\ln\frac{i}{n+1}\right]$
$n-1$	$x_{n-1} = h_{n-1}$	$\frac{n-1}{n+1}$	$y_{n-1} = -\ln\left[-\ln\frac{n-1}{n+1}\right]$
n	$x_n = h_n$	$\frac{n}{n+1}$	$y_h = -\ln\left[-\ln\frac{n}{n+1}\right]$

Scanned with OKEN Scanner

metoda de estimare a parametrilor distribuției, α și modul u, conform sistemului (257).

Distribuția Gumbel este o distribuție asimetrică (fig. 166).

Cuantilii distribuției Gumbel pot fi calculați în funcție de perioada de regăsire R cu ajutorul formulei lui Coutagne [83],

$$h_p = u + \frac{\ln R}{\alpha} \tag{260}$$

unde R se determină, în funcție de probabilitatea p cu care este definit cuantilul h_p, din relația (255). De exemplu, pentru $p = P(<h) = P(h) = 0{,}95$, $R = 1/1 - 0{,}95 = 20$; u și α sînt parametrii distribuției.

Evaluarea cuantililor în distribuția Gumbel se poate face și întrebuințînd o exprimare tip CEB—FIP.

Astfel, valoarea caracteristică sau normată a înălțimii de zăpadă maximă anuală, h_p, definită cu probabilitatea p de a apărea valori mai mici decît ea, se scrie

$$h_p = \overline{h}\,(1 + kV). \tag{261}$$

V este coeficientul de variație al înălțimii straturilor definit în funcție de abaterea standard σ și înălțimea medie $\overline{h}$, $V = \sigma/\overline{h}$.

Mărimea coeficientului k depinde de valoarea lui p. De exemplu [83], pentru $p = 0{,}9$; $0{,}95$; $0{,}98$; $0{,}99$; $0{,}995$, coeficientul k ia valorile $k = 1{,}3$; $1{,}885$; $2{,}593$; $3{,}13$; $3{,}68$.

Funcțiile de distribuție — pentru maxime — Fisher-Tippett tip II (Frèchet) și tip III (Weibull), modul de estimare a parame-

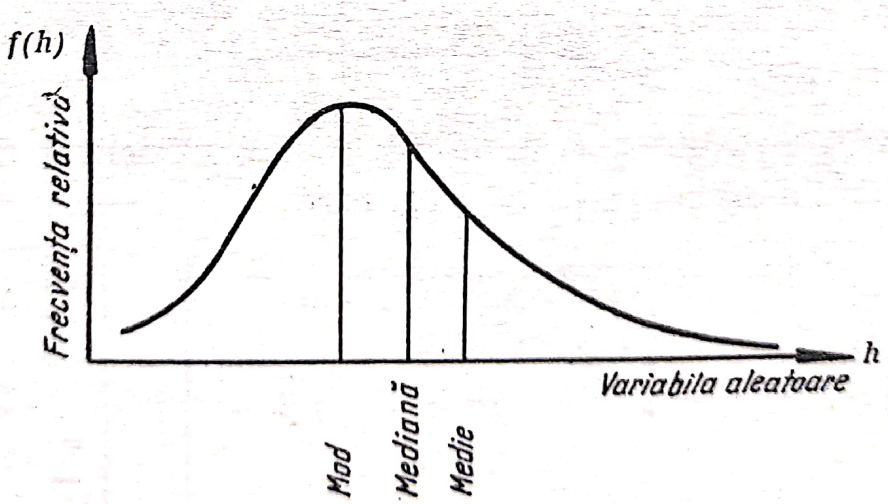


Fig. 166. Distribuții unimodale asimetrice.

trilor distribuțiilor, precum și calculul cuantililor sînt indicate în paragraful 2.2.4 unde variabila v (viteza maximă anuală a vîntului) se va înlocui cu variabila h (înălțimea maximă anuală a stratului de zăpadă).

Scanned with OKEN Scanner

Distribuţia Pearson tip III pentru înălţimile maxime anuale de zăpadă h este definită prin următoarea funcţie de frecvenţă (densitate de probabilitate sau densitate de repartiţie) [144],

$$f(h^*) = f_0 \left(1 - \frac{h^*}{l}\right)^p e^{-ph^*/l} \qquad (262)$$

unde

$$f_0 = \frac{1}{l} \frac{p+1}{e^p \Gamma(p+1)} \quad \text{şi} \quad l < h^* < +\infty.$$

Variabila h^* este o variabilă redusă, definită în funcţie de variabila h (care este înălţimea maximă anuală de zăpadă) prin relaţia

$$h^* = \frac{h - \tilde{h}}{\Delta}$$

unde Δ este mărimea intervalului de grupare al variabilelor h_1, $h_2, \cdots, h_i, \cdots, h_n$ în histogramă, iar $\tilde{h}$ este modul seriei aleatoare $h_1, \cdots, h_i, \cdots, h_n$.

Parametrii distribuţiei p şi l se estimează din relaţiile :

$$p = \frac{4}{\beta_1} - 1; \qquad l = \frac{\sigma}{\Delta}\left(\frac{2}{\sqrt{\beta_1}} - \frac{\sqrt{\beta_1}}{2}\right)$$

iar modul $\tilde{h}$ din

$$\tilde{h} = \bar{h} - \frac{\sigma\sqrt{\beta_1}}{2}$$

în care media $\bar{h}$, abaterea standard σ şi coeficientul de oblicitate $\sqrt{\beta_1}$ se obţin din seria statistică studiată :

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i}{n}; \qquad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (h_i - \bar{h})^2}{n}}; \qquad \sqrt{\beta_1} = \sqrt{\frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (h_i - \bar{h})^3}{n}\right]^2}{\left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (h_i - \bar{h})^2}{n}\right]^3}}$$

În ţara noastră, contribuţii valoroase şi utile pentru studiul ştiinţific al proprietăţilor climatice ale zăpezii au adus A. Negoiţă şi V. Iancău. Astfel, în lucrările [104] şi [155] sînt date dreptele Gumbel, pe baza observaţiilor meteorologice asupra grosimii maxime anuale

a stratului de zăpadă, în București (observații pe 48 de ani), (fig. 167) și Cluj (observații pe 35 ani).

Valorile maxime anuale h_i care au stat la baza analizei statistice pentru București sînt date în tabelul 61 împreună cu probabilitățile P_i de a obține valori mai mici.

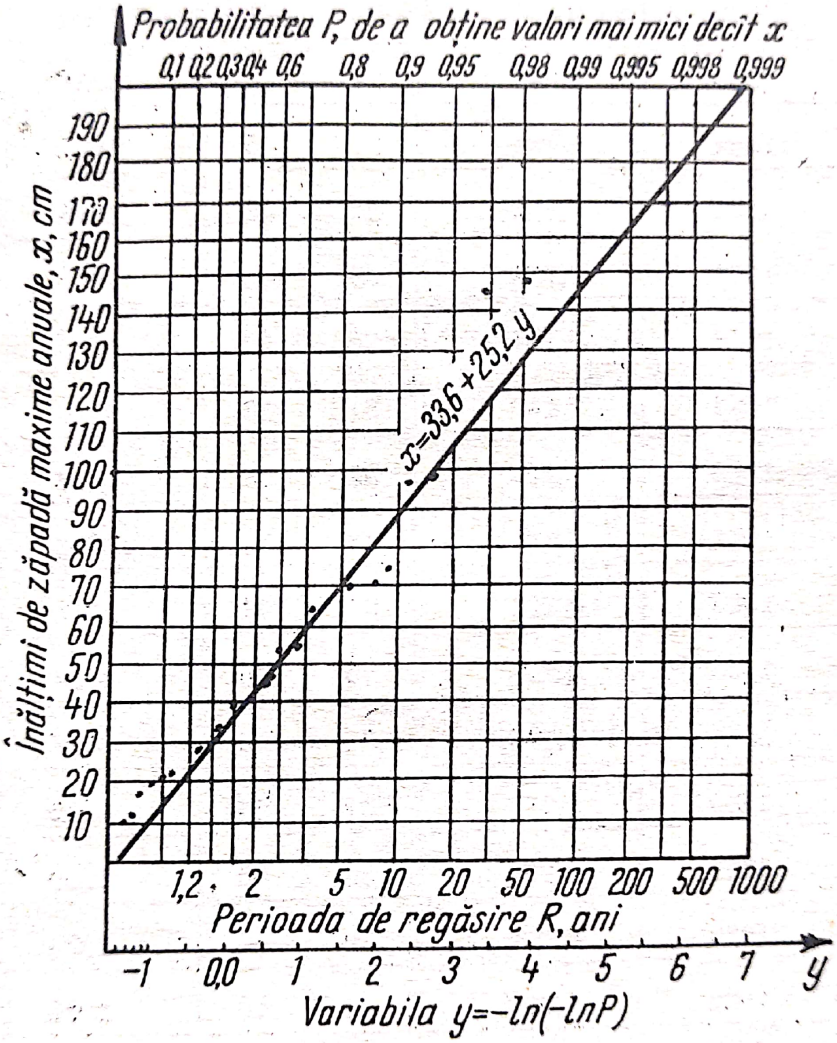


Fig. 167. Dreapta Gumbel pentru grosimea zăpezii la București—Filaret.

Pentru București—Filaret dreapta Gumbel are expresia

$$x = 33{,}6 + 25{,}2y$$

iar pentru Cluj,

$$x = 20{,}44 + 14{,}6y.$$

Ecuația Gumbel pentru București este reprezentată grafic în fig. 167. Din cercetarea figurilor în lucrarea [104] se notează că luînd greutatea specifică a zăpezii 200 kgf/m³ încărcarea din zăpadă,

Tabelul 61

Grosimea maximă anuală a stratului de zăpadă la București-Filaret

Nr. crt.	h_i ordonat	Anul	Probabilitatea P_i	Nr. crt.	h_i ordonat	Anul	Probabilitatea P_i
1	10	1960	0,020	25	41	1934	0,511
2	11	1959	0,041	26	42	1935	0,531
3	16	1964	0,061	27	45	1952	0,551
4	19	1967	0,082	28	45	1941	0,572
5	20	1951	0,104	29	46	1937	0,592
6	20	1948	0,124	30	52	1963	0,612
7	21	1968	0,143	31	53	1940	0,632
8	23	1966	0,163	32	53	1929	0,653
9	23	1961	0,183	33	54	1932	0,674
10	24	1965	0,204	34	54	1945	0,694
11	25	1955	0,224	35	60	1938	0,715
12	25	1946	0,245	36	60	1927	0,735
13	27	1930	0,265	37	64	1922	0,755
14	28	1924	0,286	38	65	1969	0,776
15	29	1962	0,306	39	66	1933	0,796
16	30	1939	0,326	40	66	1956	0,817
17	33	1950	0,347	41	69	1923	0,837
18	34	1936	0,368	42	69	1949	0,858
19	34	1928	0,388	43	71	1958	0,878
20	35	1944	0,408	44	74	1925	0,898
21	35	1931	0,429	45	97	1947	0,919
22	38	1953	0,450	46	99	1943	0,939
23	38	1926	0,470	47	148	1954	0,959
24	39	1957	0,490	48	150	1942	0,980

Scanned with OKEN Scanner

standardizată pentru București (100 kgf/m³), este depășită o dată la 3 ani, iar pentru Cluj (75 kgf/m³), o dată la 4 ani.

Se amintește că definirea încărcărilor caracteristice (normate) după Recomandările CEB—FIP se face prin cuantilul 0,95, adică prin valoarea cu probabilitatea 95% de a se obține valori mai mici decît ea. Acestor valori, care corespund unei perioade de regăsire $R = 20$ ani, li se aplică conform CEB—FIP coeficientul de supraîncărcare 1,5. Față de această situație, valorile definite în normele românești unde R este mai mic decît 10 ani și coeficientul de supraîncărcare este 1,4 apar mici, ceea ce ar explica și unele neplăceri provocate construcțiilor de acțiunea zăpezii.

La aceeași concluzie se ajunge și din tabelul 62 unde sînt date, pentru $R = 20$, 50 și 100 ani, grosimile maxime anuale ale straturilor de zăpadă (după [104]) și încărcările corespunzătoare calculate pe baza greutății specifice medii de 150 și 200 kgf/m³.

Acceptînd drept criteriu $R = 20$ ani, care este o limită inferiaore în literatură, rezultă că raportul încărcării caracteristice normată față de încărcarea standardizată este pentru București 1,75—2, iar pentru Cluj 1,2 — 1,65.

Tabelul 62

Încărcări din zăpadă la București și Cuj pentru $R = 20$, 50 și 100 ani calculate pentru greutatea specifică medie a stratului de 150 și 200 kgf/m³

Zona	Perioada de regăsire R, ani	Înălțimea maximă anuală corespunzătoare lui R cm	Valoarea încărcării din zăpadă, kgf/m²		Raportul încărcării față de încărcarea din norme pentru	
			Greutatea specifică a zăpezii		Greutatea specifică a zăpezii	
			150 kgf/m³	200 kgf/m³	150 kgf/m³	200 kgf/m³
București 100 kgf/m²	20	105	157	210	1,57	2,1
	50	130	195	260	1,95	2,60
	100	145	217	290	2,17	2,90
Cluj 75 kgf/m²	20	62	93	124	1,24	1,65
	50	75	112	150	1,5	2,0
	100	85	128	170	1,7	2,26

Scanned with OKEN Scanner

Aceasta implică fie necesitatea revizuirii mărimii coeficienților de supraîncărcare, valorile CAER (adică 1,4) fiind mai mici decît valorile CEB—FIP, (1,5), sau ACI 318-71 (1,7), fie evaluarea încărcărilor din zăpadă pentru perioade de regăsire mai mari (20 ani etc.).

La fel, pentru construcții importante, unde încărcarea din zăpadă este o acțiune fundamentală, se recomandă a se efectua analize statistice (dacă există date meteorologice suficiente pentru amplasamentul dat) care să permită proiectantului un control mai riguros asupra siguranței structurilor proiectate.

Un studiu probabilist valoros privind siguranța structurilor, cu referire la încărcarea din zăpadă, este dezvoltat de H. Sandi în lucrările [190] și [191].

3.5. ÎNCĂRCĂRI DE BAZĂ DIN ZĂPADĂ

Încărcarea din zăpadă (kgf/m²) se indică în proiecție orizontală și se obține prin înmulțirea valorii înălțimii maxime anuale (alese pe baza unei anumite probabilități de a se obține valori mai mari decît ea) cu greutatea specifică medie pe adîncimea stratului respectiv.

Prescrierea cît mai corectă a încărcărilor din zăpadă depinde de doi factori : înălțimea maximă a straturilor și greutatea specifică corespunzătoare. Seria aleatoare de înălțimi maxime anuale (în condițiile unor observații meteorologice sistematice) poate fi analizată cu ajutorul teoriei valorilor extreme. Prin urmare, pot fi prescrise înălțimi cu o perioadă de regăsire în timp aprioric aleasă (20 ani, 50 ani etc.). Greutatea specifică medie a zăpezii depinde de grosimea și îndesarea stratului de zăpadă. Cum, de obicei, cantitățile proaspete de zăpadă se depun peste straturi de zăpadă căzute anterior, eventual întărite, umezite etc., greutatea specifică medie este dificil de apreciat. Ținînd seama de dificultățile de evaluare a valorii medii corespunzătoare unei anumite înălțimi, de dificultățile de interpretare a rezultatelor meteorologice neuniforme pe întregul teritoriu al țării etc., rezultă că stabilirea încărcării din zăpadă cu o anumită probabilitate de a fi depășită este o problemă complexă.

Conform proiectului de standard 966-70 teritoriul României este împărțit în trei zone cu încărcarea de bază din zăpadă respectiv de 75 kgf/m², 100 kgf/m² și $[g_z + 0{,}15\,(H - 600)]$ în zonele de munte, H fiind altitudinea (fig. 168). Valorile prescrise în alte țări pentru condițiile climatice respective sînt cele din tabelul 63.

Scanned with OKEN Scanner

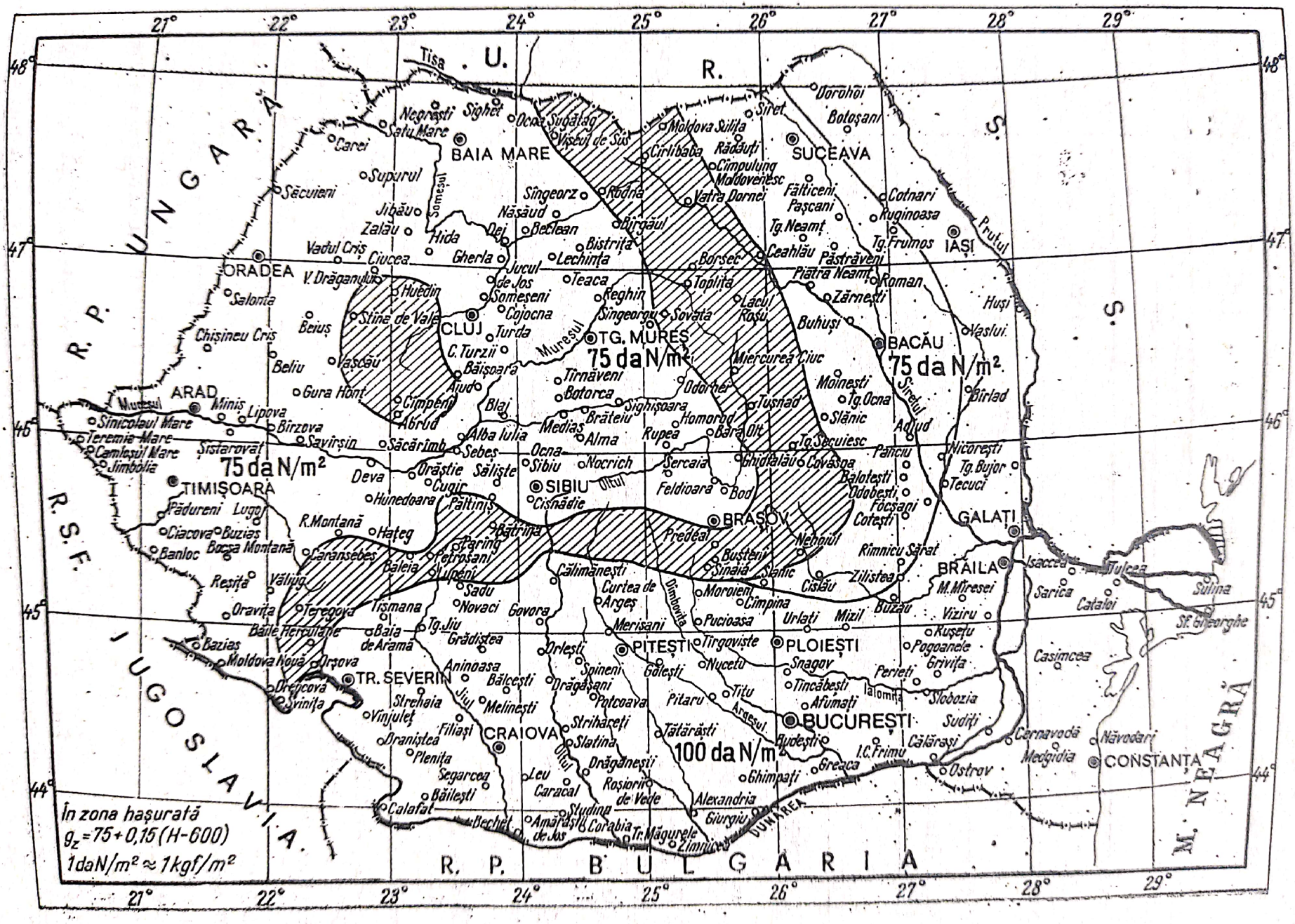


Fig. 168. Încărcarea din zăpadă, g_z.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 63

Încărcări din zăpadă standardizate în diferite ţări, în kgf/m²

Nr. crt.	Tara	Zona climatică					
		1	2	3	4	5	6
1	U.R.S.S.	50	70	100	150	200	250
2	S.U.A.	97	122	146	195	—	—
3	Franţa [1])	35/60	45/75	35/90	—	—	—
4	Italia	60	90	—	—	—	—
5	R.F.G.	75	—	—	—	—	—

[1]) Valori normale, respectiv valori extraordinare.

Se menţionează că modul în care sînt interpretate datele meteorologice privind depunerile de zăpadă din diferite ţări din lume nu este acelaşi.

În Canada, National Building Code (1960) fixează încărcarea din zăpadă în felul următor : 80% din cantitatea de zăpadă maximă anuală (kgf/m²) înregistrată în ultimii 30 ani plus cantitatea maximă (kgf/m²) căzută în 24 ore ; greutatea specifică medie a zăpezii se ia 200 kgf/m³.

În Franţa, Règles NV 65 au la bază procedeul următor : s-au aşezat în ordine descrescătoare înălţimile maxime anuale $h_1 > h_2 > h_3 > \ldots > h_n$ măsurate în aceeaşi staţie. Operaţia s-a efectuat în 92 de staţii meteorologice. S-a observat că raportul între h_1, denumită înălţime extraordinară şi h_2, denumită înălţime normală, este în medie 1,7. Înmulţind înălţimea h_1 şi respectiv h_2 cu greutatea specifică a zăpezii luată 150 kgf/m² se definesc două tipuri de încărcări din zăpadă : extraordinare şi normale. Teritoriul Franţei a fost împărţit apoi în trei zone, pentru fiecare indicîndu-se valori corespunzătoare celor două tipuri de încărcări ; raportul dintre încărcarea extraordinară şi încărcarea normală este 1,7.

În S.U.A., normarea încărcărilor din zăpadă are la bază lucrarea [103], unde se fac următoarele consideraţii :

— greutatea specifică a zăpezii proaspăt căzute se ia 100 kgf/m³ ;

— din căderile de zăpadă măsurate se apreciază că numai 70% rămîn efectiv ca sarcină pe sol;

— greutatea specifică medie a straturilor de zăpadă tasată se ia 200 kgf/m³;

— valorile încărcării din zăpadă recomandate pentru proiectare în urma prelucrării statistice a observațiilor meteorologice sînt valori care pot fi depășite o dată la 10 ani (adică au perioada de regăsire $R = 10$ ani);

— valorile maxime observate vreodată și valorile cu perioada de regăsire $R = 10$ ani, pentru o zonă dată, se găsesc într-un raport mai mic decît 2.

O situație specială o constituie evaluarea încărcărilor din zăpadă în regiunile de munte. De obicei se recomandă utilizarea datelor meteorologice locale. În lipsa lor standardele indică încărcarea din zăpadă

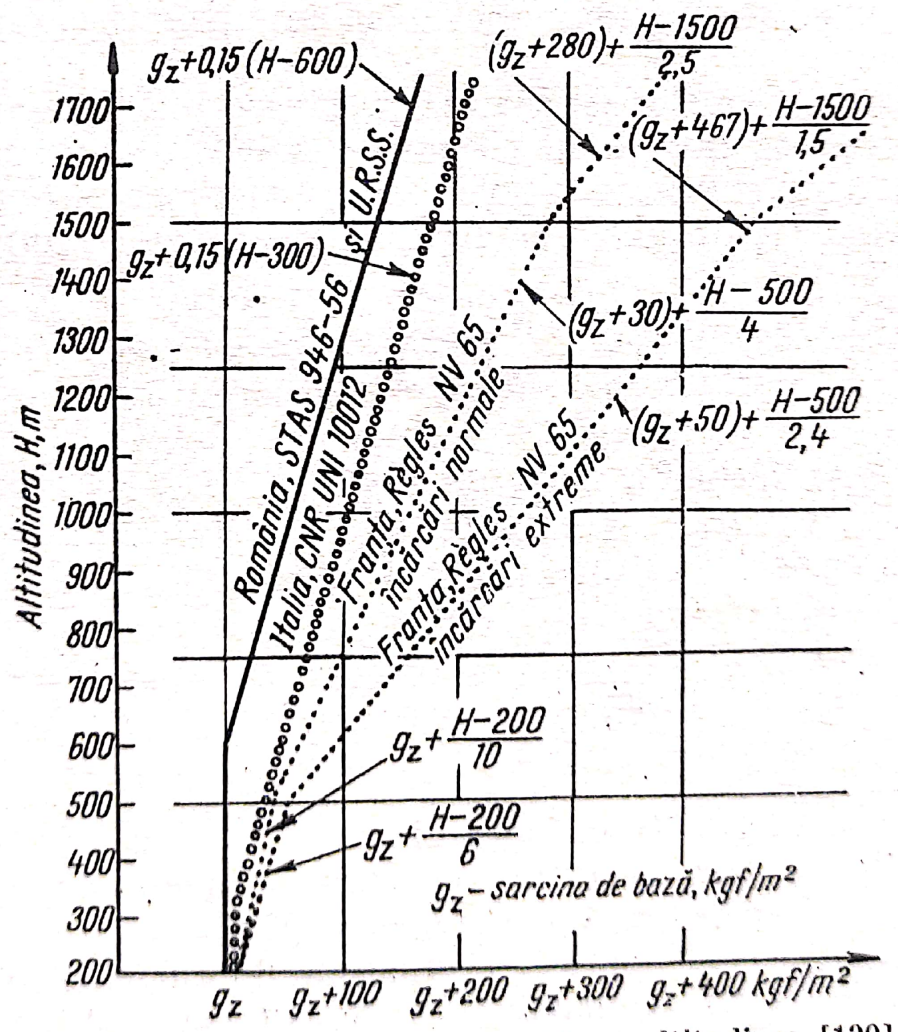


Fig. 169. Variația încărcării din zăpadă cu altitudinea [139].

în regiunile de munte prin majorarea empirică a încărcării din zonele învecinate cu altitudine scăzută. În general, majorările încep de la 300...600 m și cresc liniar cu altitudinea (fig. 169). Comparativ cu

Scanned with OKEN Scanner

alte ţări, majorarea din normele românești este mică dacă ţinem seama că încărcările de bază din zăpadă sînt mai mari în România decît în Franţa sau Italia.

Trecerea de la încărcarea de bază din zăpadă, care corespunde depunerilor în strat orizontal pe sol şi se evaluează aşa cum s-a arătat în cuprinsul acestui paragraf, la încărcarea pe construcţie, se face luîndu-se în considerare şi fenomenul de aglomerare sub acţiunea vîntului (prin coeficientul de aglomerare).

3.6. COMBINAREA EFECTELOR VÎNTULUI CU ZĂPADĂ. VISCOLUL

Explicaţia ştiinţifică a fenomenelor de mişcare a zăpezii sub acţiunea vîntului este dată de C. Mateescu în lucrările [142] şi [143].

În cele ce urmează se dau unele elemente teoretice, după lucrările menţionate :

Mişcarea particulelor de zăpadă în cădere liberă în aer fără vînt urmează legea de mişcare a corpurilor solide într-un mediu fluid.

Ecuaţia de mişcare pe verticală a unei particule presupusă cvasisferică, de diametru D, masă m, greutate mg, avînd la timpul t viteza V este :

$$m\frac{dV}{dt} = mg - F_{Arh} - F_a \tag{263}$$

unde F_{Arh} este forţa de portanţă conform legii lui Arhimede, iar F_a forţa rezistentă aerodinamică, orientată în sens contrar mişcării ; aceasta din urmă poate fi evaluată cu

$$F_a = c_a \cdot \frac{1}{2} \rho V^2 . A$$

în care : ρ este densitatea aerului ;

A — aria secţiunii corpului într-un plan normal pe direcţia lui V, $(A = \pi D^2/4)$;

c_a — coeficientul aerodinamic de antrenare care depinde în principal de forma particulei şi numărul Reynolds, $\mathrm{Re} = V \cdot D/\nu$ unde ν este viscozitatea cinematică a aerului.

După un anumit drum parcurs prin aer, particulele de zăpadă ating o viteză practic egală cu viteza finală de sedimentare. Această viteză, care corespunde echilibrului între forţa activă $(mg - F_{Arh})$

şi forţa rezistentă F_a, caracterizează mişcarea uniformă ($m\,dV/dt = 0$) a particulei de zăpadă pe ultima porţiune a traiectoriei sale verticale spre sol.

Punînd condiţia

$$mg - F_{Arh} = F_a$$

expresia vitezei de sedimentare pentru particule sferice este [143],

— în regim laminar

$$V_{sed} = \frac{gD^3}{18\nu}\left(\frac{\rho_z}{\rho} - 1\right); \tag{264}$$

— în regim turbulent

$$V_{sed} = 1{,}2\sqrt{gD\left(\frac{\rho_z}{\rho} - 1\right)}, \tag{265}$$

ρ_z fiind densitatea zăpezii.

Expresia (264), valabilă pentru $Re < 0{,}1$, este formula lui Stokes.

Pentru particulele de zăpadă care au forme neregulate, alungite, aplatizate etc. şi uneori $Re > 0{,}1$, vitezele de sedimentare sînt mai mici decît cele rezultate din formulele (264) şi (265). De exemplu, pentru regim turbulent această micşorare este circa 40%.

Modelul Stokes pentru mişcarea particulelor în regim laminar prezintă interes pentru formarea stratului de zăpadă uniform; pentru aglomerările de zăpadă care se produc întotdeauna în regim turbulent se folosesc evident legile mişcării în regim turbulent.

Viteza critică de antrenare a unei particule provenind dintr-un strat de zăpadă depus se obţine, ca şi în cazul mişcării nisipului în dune sau aluviunilor în rîuri, prin aflarea valorii critice a vitezei V_{antr} pentru care forţa aerodinamică de antrenare F_a, exercitată de curentul cu viteza medie V, paralelă cu solul, este egală cu forţa rezistentă datorită frecării, $f.(mg - F_{Arh} - F_p^*)$,

$$F_a \geqslant f\,.\,(mg - F_{Arh} - F_p) \tag{266}$$

în care: f este coeficientul de frecare;

F_a — forţa aerodinamică de antrenare, activă

$$F_a = c_a\left(\frac{1}{2}\,\rho\,V^2\right).A;$$

Scanned with OKEN Scanner

F_p este forţa aerodinamică de portanţă

$$F_p = c_p \left(\frac{1}{2} \rho V^2 \right) \cdot A ;$$

A — aria particulei normală pe direcţia vîntului.
Din relaţia (272) se obţine

$$mg - F_{Arh} = \frac{F_a + fF_p}{f}. \qquad (267)$$

Presupunînd particula de zăpadă cvasisferică de diametru D, deci $A = \pi D^2/4$, $F_p = (\pi D^3/6) \cdot \rho$ şi $m = (\pi D^3/6) \cdot \rho_z$, din relaţia (267) rezultă valoarea vitezei vîntului la care particula se desprinde din strat

$$V_{antr} \geqslant 2 \sqrt{\frac{f}{c_a + f c_p}} \cdot \sqrt{g \left(\frac{\rho_z}{\rho} - 1 \right) D} \qquad (268)$$

sau dacă se notează $K = 2 \sqrt{\frac{f}{c_a + f c_p}}$ expresia devine

$$V_{antr} \geqslant K \sqrt{gD \left(\frac{\rho_z}{\rho} - 1 \right)} .$$

Se menţionează că uneori la pornirea particulei intervine în mod deosebit efectul de pavaj, mai ales după formarea crustei, cînd particulele sînt lipite prin îngheţare şi trebuie deci învinse forţele de coeziune sporite între particule; în acest caz, valoarea factorului f creşte de 2—3 ori.

"Fulgii de zăpadă formaţi în nori, dacă aerul este nemişcat, cad vertical, în masă, cu viteze de cădere mai mici decît ar cădea izolat datorită efectului rezistiv al concentraţiei. Dacă vîntul are viteza inferioară vitezei de sedimentare V_{sed} şi aceasta este mai mică decît V_{antr} fulgii de zăpadă în cădere din nori iau traiectorii cvasirectilinii şi paralele şi se depozitează pe obiectele solide, formînd un strat paralel cu formele terenului, de grosimi, măsurate pe verticală, aproape constante, la pante egale ale suprafeţei solide.

Particulele de zăpadă desprinse din strat sub efectul unei rafale urmează traiectorii cvasicicloidale şi revin la teren dacă viteza vîntului a scăzut sub V_{sed} fiind din nou antrenate la o rafală următoare.

Scanned with OKEN Scanner

Dacă viteza vîntului se menține mai mică decît V_{sed} își face apariția mișcarea mediului bifazat aer-zăpadă, care a fost descrisă pentru condițiile unui teren fără obstacole la paragraful 3.2 (concentrația viscolului).

Dacă se află un obstacol fix în cîmpul vitezelor, acest cîmp suferă modificări importante în imediata apropiere a obstacolului, vitezele

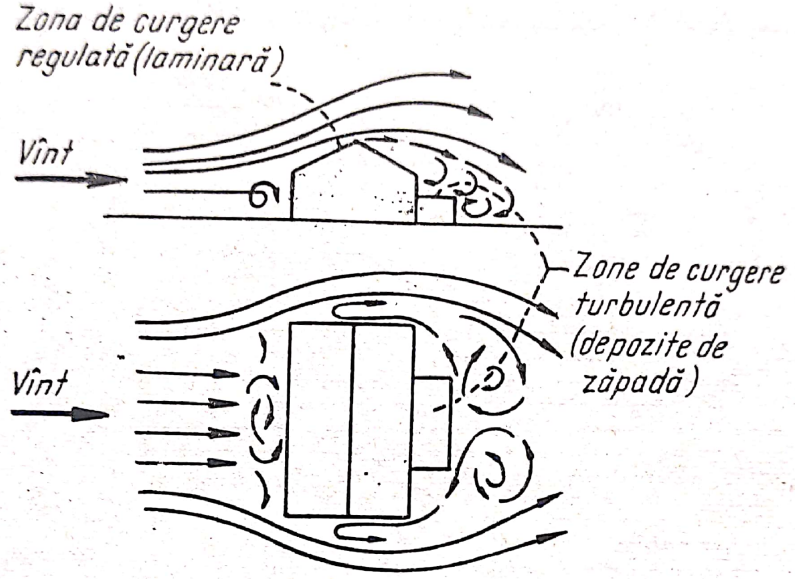


Fig. 170. Combinarea efectelor vîntului cu zăpada [74].

vîntului tangente la suprafața cîmpului fix putînd lua valori mult mai mari decît cîmpul exterior, astfel că se vor putea produce efecte de eroziune a zăpezii depuse pe corpul fix chiar dacă vitezele în cîmpul uniform sînt mai mici decît $V_{antr.}$ Particulele astfel desprinse vor fi antrenate, dar, datorită greutății lor specifice mari, ele nu vor urma traiectoriile moleculelor de aer, ci vor cădea pătrunzînd în zonele mai calme ale dîrelor și vor fi mai departe influențate de regimul vitezelor din interiorul acestor zone" [142].

Din cele arătate, rezultă clar că vîntul are un rol hotărîtor asupra mărimii și distribuției încărcărilor din zăpadă.

În zonele unde curgerea este laminară și regulată vîntul spulberă zăpada; în zonele unde curgerea este turbulentă, pot apărea depozite de zăpadă (fig. 170). Aglomerarea sau spulberarea zăpezii depinde de forma clădirii, acoperișului, viteza vîntului și unghiul de atac față de clădire, de microrelieful înconjurător, natural sau artificial (poziția relativă și formele clădirilor învecinate, alte obstacole naturale apropiate) etc.

Viscolul. Viscolul este un fenomen natural de simultaneitate a acțiunii vîntului cu ninsoarea și poate provoca aglomerări de zăpadă. Aspectul și mărimea aglomerărilor depind de condițiile generale de

Scanned with OKEN Scanner

relief, de viteza şi durata vîntului, de intensitatea ninsorii şi depunerile deja existente, de forma şi dispoziţia construcţiilor etc.

Pe baza observaţiilor din întreaga ţară, sintetizate la Institutul meteorologic central din Bucureşti s-a stabilit direcţia predominantă a vîntului în România conform hărţii din fig. 171.

Vitezele maxime ale vîntului pe timpul viscolului, înregistrate în ţara noastră, sînt de ordinul 20—30 m/s (72—108 km/h) şi de obicei

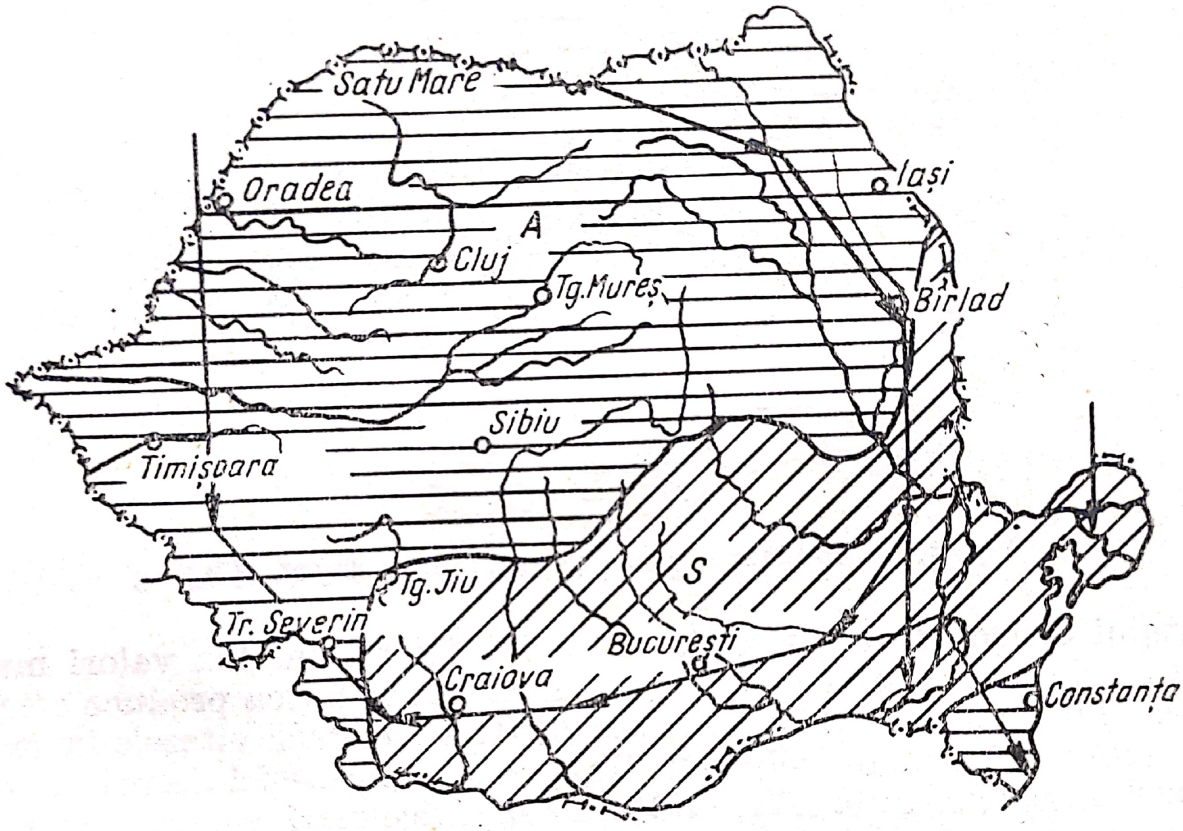


Fig. 171. Direcţia predominantă a vîntului în timpul viscolului în România (după Institutul meteorologic central) [171].

mai mari în Moldova, pe litoralul Mării Negre şi în regiunea cuprinsă între sudul Moldovei şi Bucureşti.

Valorile medii anuale ale zilelor de viscol intermitent în România au fost stabilite de către Institutul meteorologic central din Bucureşti pe baza observaţiilor timp de 11—27 ani, după cum urmează :

— pentru zona dintre sudul Moldovei şi Bucureşti 5—6 zile şi chiar peste 6 ;

— Moldova şi Dobrogea, 2—4 zile ;

— Oltenia şi Argeş, 1—3 zile ;

— Transilvania, sub o zi, cu excepţia zonelor montane de-a lungul Carpaţilor şi Apusenilor cu 1—3 zile.

Scanned with OKEN Scanner

Această situație se explică prin faptul că munții Carpați formează un baraj în fața viscolelor, limitînd extinderea lor în Transilvania și Banat [171].

Viscolul reprezintă o condiție de încărcare cu zăpadă foarte severă. De exemplu, viscolul din februarie 1954 a avut caracterul unui fenomen climatic excepțional din punct de vedere al cantității de zăpadă căzută mai ales în jumătatea de sud a țării și s-a manifestat în felul următor :

— La București și Constanța au fost 13 zile de vînt violent continuu, iar în sudul țării, 6—8 zile;

— viteza atinsă de vînt a fost de 25 pînă la 35 m/s (la București — Băneasa);

— temperatura aerului a atins minime de —33°C (la Roman și Bacău);

— grosimea stratului de zăpadă a variat între 109 cm la București — Băneasa și 152 cm la Calafat și Făurei ajungînd la un maxim de 173 cm la Călărași;

— zăpada troienită a ajuns la București, în unele locuri datorită aglomerărilor, la înălțimi de 4—6 m.

Măsurătorile meteorologice ale zăpezii depuse sînt efectuate în țara noastră de 62 stații meteorologice. Principalele stații (București, Cluj etc.) dispun de observații sistematice pentru ultimii 30—50 ani; izolat există însă înregistrări mai vechi de 70 ani.

Înregistrările meteorologice dau atît înălțimea zăpezii după o ninsoare neîntreruptă de cîteva zile cît și înălțimea zăpezii ca rezultat al suprapunerii succesive a zăpezii căzute în tot timpul iernii (luată din 5 în 5 sau din 10 în 10 zile).

Stratul de zăpadă este în general uniform pe cuprinsul teritoriului țării cu excepția regiunilor de munte.

Durata existenței stratului de zăpadă pe sol (evident conținînd unele întreruperi) este în medie [143],

— Transilvania și Moldova	50 zile;
— Oltenia și Bărăgan	40 zile;
— litoralul Mării Negre	30 zile;
— regiunile de munte	100 zile;
— vîrfurile munților Carpați	200 zile.

În fine, înălțimi maxime ale stratului de zăpadă depus pe sol, în cursul unor ierni excepționale, sînt, de exemplu la București,

1924—1925	74 cm
1942—1943	99 cm
1953—1954	148 cm,

Scanned with OKEN Scanner

iar la Cluj

1921—1922	64 cm
1925—1926	46 cm
1931—1932	37 cm

3.7. COEFICIENȚI DE AGLOMERARE. ÎNCĂRCĂRI DIN ZĂPADĂ PE ACOPERIȘURI

Coeficienții de aglomerare cu zăpadă se dau în normele din România, U.R.S.S., Franța etc., în funcție de forma acoperișului și a clădirii și de direcția vîntului. În alte țări nu se indică asemenea coeficienți de aglomerare, aprecierea acestor situații fiind lăsată la latitudinea proiectantului.

În continuare sînt dați coeficienții de aglomerare pentru tipuri curente de construcții (notați în STAS cu c_z).

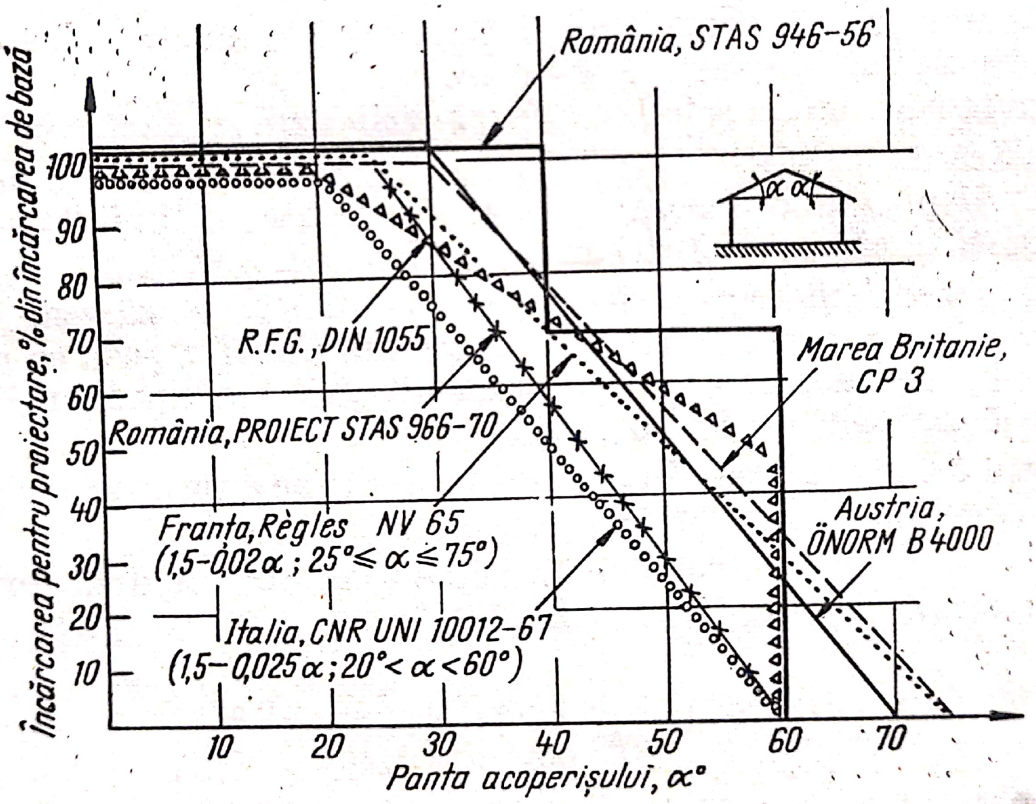


Fig. 172. Reducerea încărcării din zăpadă cu panta acoperișului.

Acoperișuri cu două pante simetrice. Se consideră că pînă la înclinări ale acoperișului de 20°—30° față de orizontală, zăpada se depune ca și pe acoperișuri sau terenuri plane iar peste 60°—70° în straturi subțiri, neglijabile ca greutate. Între aceste două limite se acceptă de obicei o variație liniară (fig. 172).

Scanned with OKEN Scanner

Acoperişuri cilindrice sau în formă de calotă sferică. Coeficientul de aglomerare se ia după proiectul de standard 966-70 astfel (fig. 173)

$$0{,}4 \leqslant c_z = l/8f \leqslant 1{,}0. \tag{269}$$

Dacă $f/l < 1/4$ se alege şi schema de încărcare asimetrică (*II*) care ţine seama de efectele vîntului asupra depunerilor de zăpadă.

În lucrarea [90] se recomandă pentru proiectarea acoperişurilor sferice cu f/l mic schemele de încărcare din fig. 174.

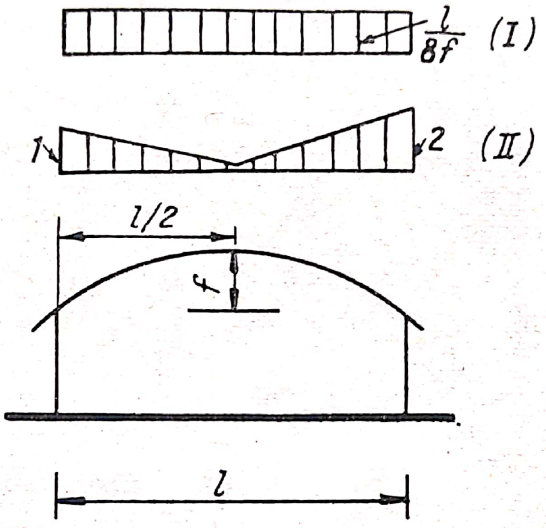


Fig. 173. Coeficienţi de aglomerare pentru acoperişuri cilindrice sau calote sferice [106].

Acoperişuri cu luminătoare centrale. Coeficienţii de aglomerare sînt daţi în fig. 175 şi 176. Valorile din normele româneşti sînt limitate astfel:

— maximum 4 la ferme şi grinzi, cînd greutatea învelitorii este $\leqslant 150$ kg/m²;

— maximum 2,5 la ferme şi grinzi cînd greutatea învelitorii este >150 kg/m²;

— maximum 2,0 la plăcile de acoperiş cu deschiderea $\leqslant 6$ m;

— maximum 2,5 la plăcile de acoperiş cu deschiderea >6 m, precum şi la grinzile transversale, independent de deschidere.

Acoperişuri multiple. Pentru acoperişuri cu pante simetrice coeficienţii de aglomerare au valorile din fig. 177. Pentru acoperişuri multiple cilindrice (fig. 178) se consideră variantele *I* şi *II* de la acoperişuri cu pante şi eventual şi varianta a *III*-a dacă $f/l > 1/6$.

Pentru acoperişuri multiple nesimetrice se consideră coeficienţii de aglomerare cu zăpadă din fig. 179.

Denivelări. Pentru acoperişuri cu denivelări coeficienţii şi configuraţia aglomerării se dau în fig. 180.

Scanned with OKEN Scanner

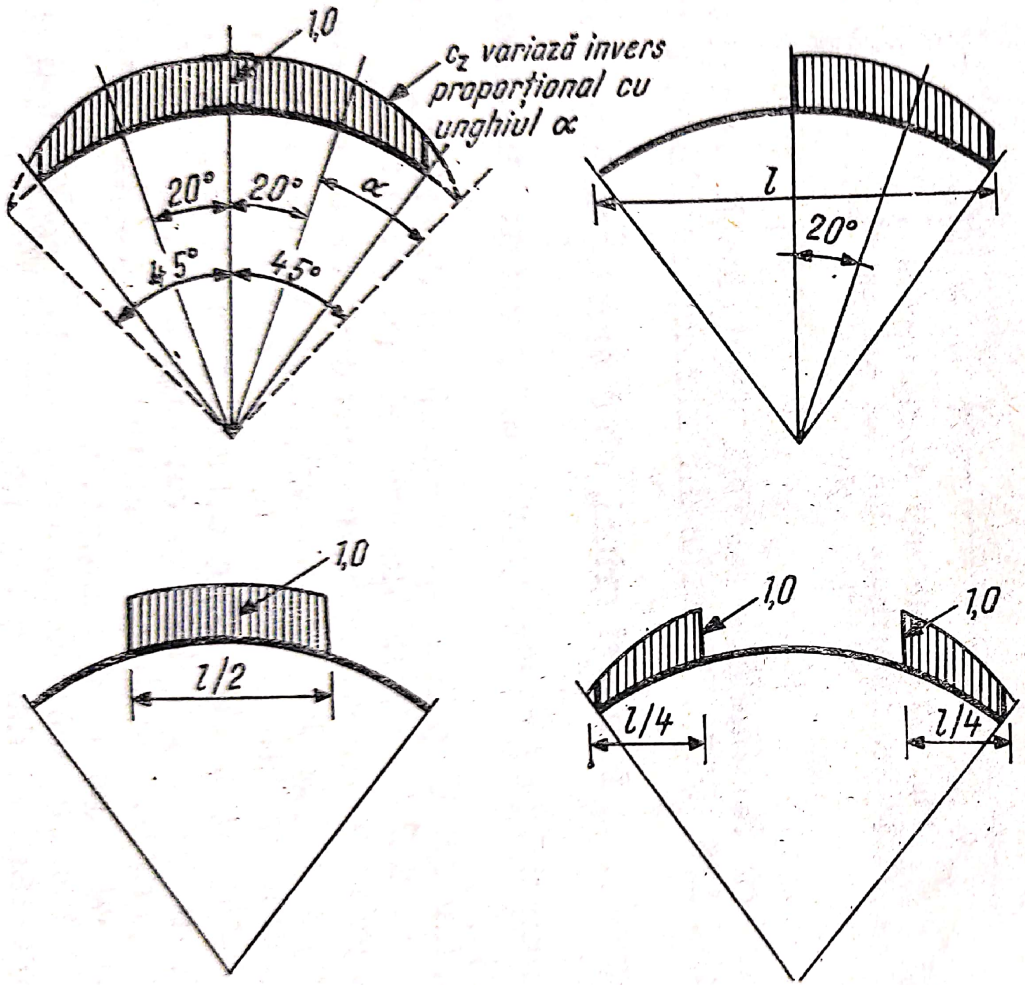


Fig. 174. Scheme de încărcare pentru acoperișuri sferice [90].

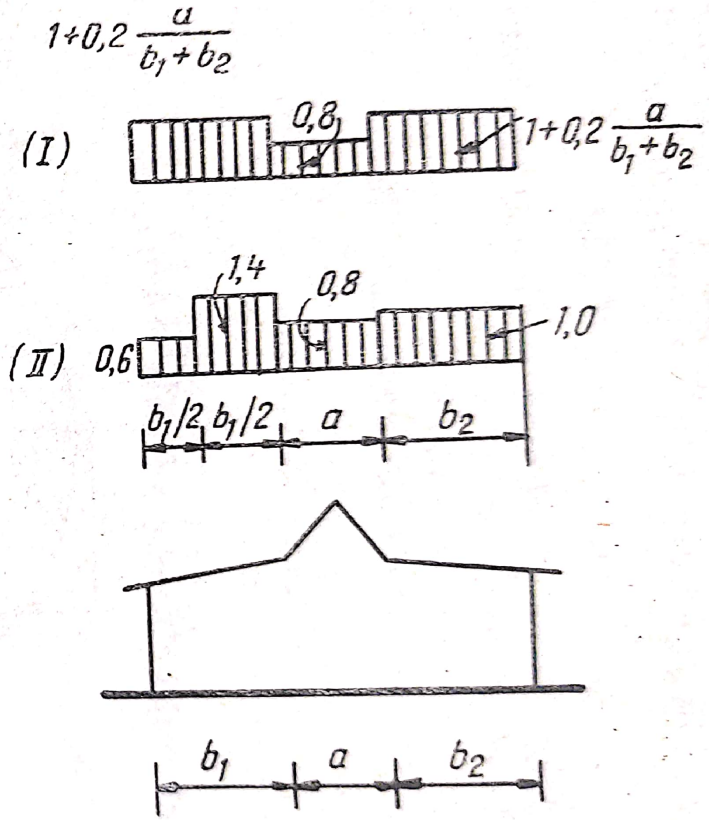


Fig. 175. Coeficienți de aglomerare pentru acoperișuri cu luminătoare longitudinale triunghiulare [106].

Scanned with OKEN Scanner

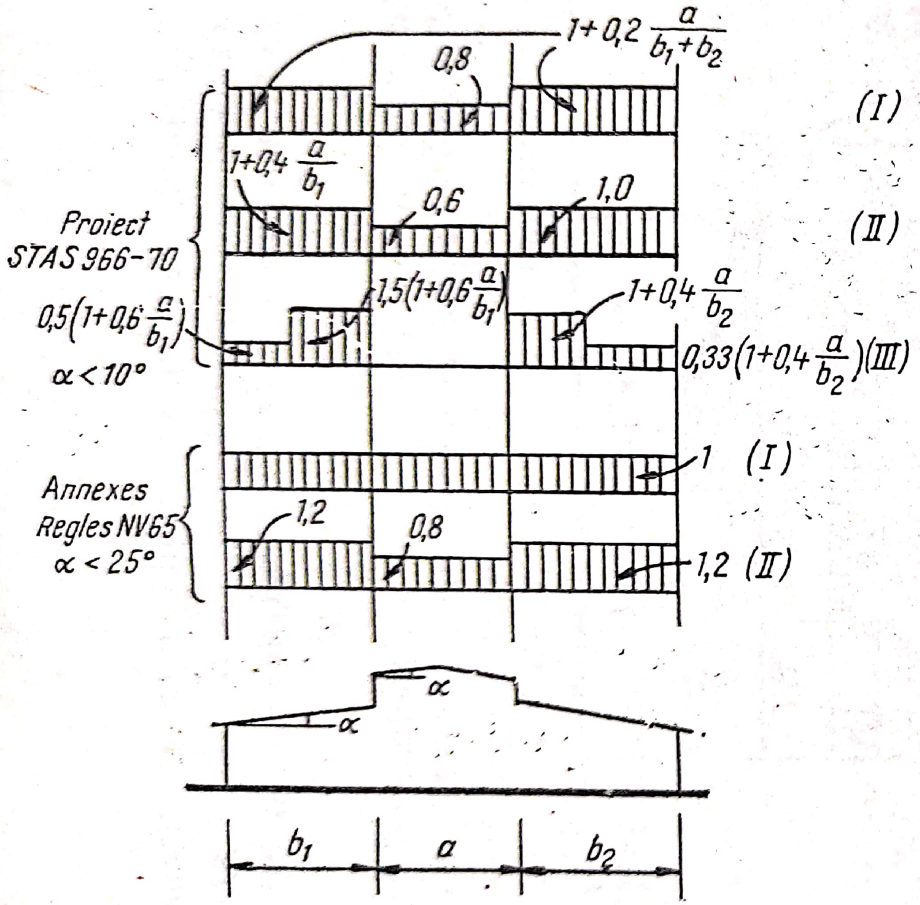


Fig. 176. Coeficienţi de aglomerare pentru acoperişuri cu luminătoare centrale.

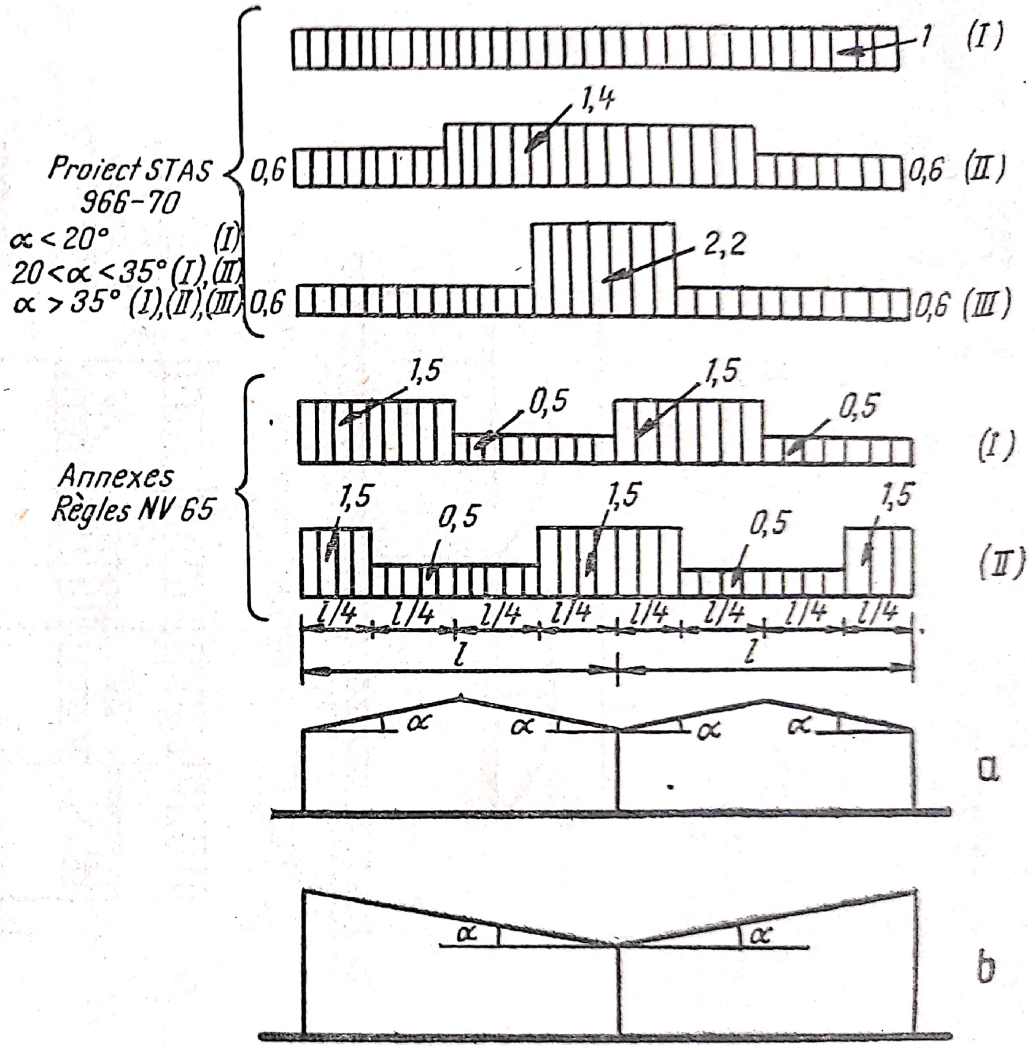


Fig. 177. Coeficienţi de aglomerare pentru acoperişuri multiple cu pante simetrice.

Scanned with OKEN Scanner

În proiectul de standard 966-70, pentru acoperişuri uşoare cu greutate proprie, g_p^n sub 200 kgf/m², se admite un spor al încărcărilor din zăpadă g_z^n indiferent de forma acoperişului, prin multiplicatorul

$$c_p = (200 + g_z^n)/(g_p^n + g_z^n). \tag{270}$$

Evident, pentru $g_p^n > 200$ kgf/m², $c_p = 1$.

Criteriul este introdus în scopul îmbunătăţirii siguranţei acoperişurilor uşoare la sarcina din zăpadă.

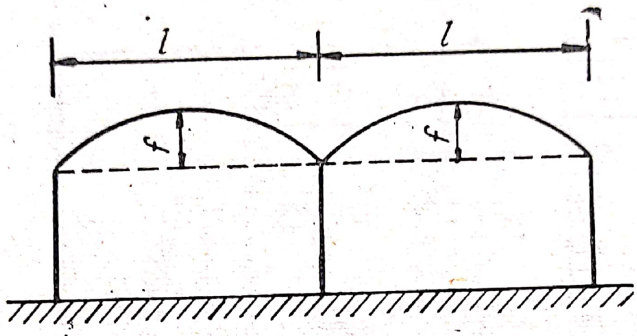


Fig. 178. Acoperişuri cilindrice multiple.

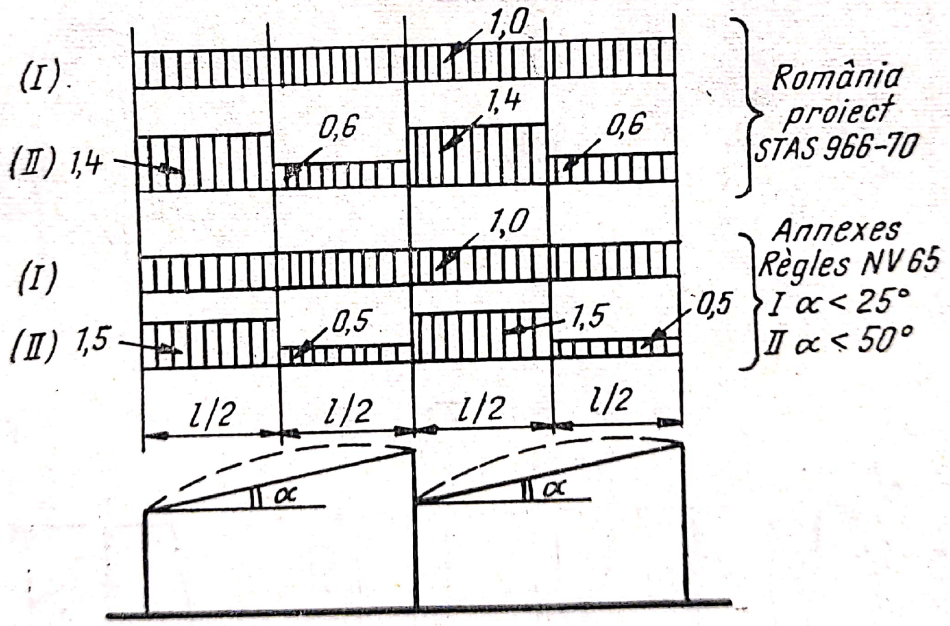


Fig. 179. Acoperişuri multiple nesimetrice.

Conform proiectului de standard 966-70, încărcarea normată din zăpadă pe acoperişuri se determină cu ajutorul relaţiei :

$$p_z^n = c_p \cdot c_z \cdot g_z^n \tag{271}$$

unde c_p este dat de ecuaţia (270), c_z este coeficientul de aglomerare (v. fig. 172—180), iar g_z^n, încărcarea de bază din zăpadă normată sau caracteristică care depinde de zonarea climatică a teritoriului.

Scanned with OKEN Scanner

În legătură cu schemele de aglomerare cu zăpadă pe acoperișuri se notează că practic este imposibil să se prescrie toate cazurile posibile de aglomerare a zăpezii provocate de vînt prin efectul de adăpostire locală, disimetrii de încărcare, pierderi de căldură inegale pe acoperișuri, efecte de însorire etc. și deci să se formuleze reguli adecvate atotcuprinzătoare [180]. „Viscolul rămîne un fenomen complex

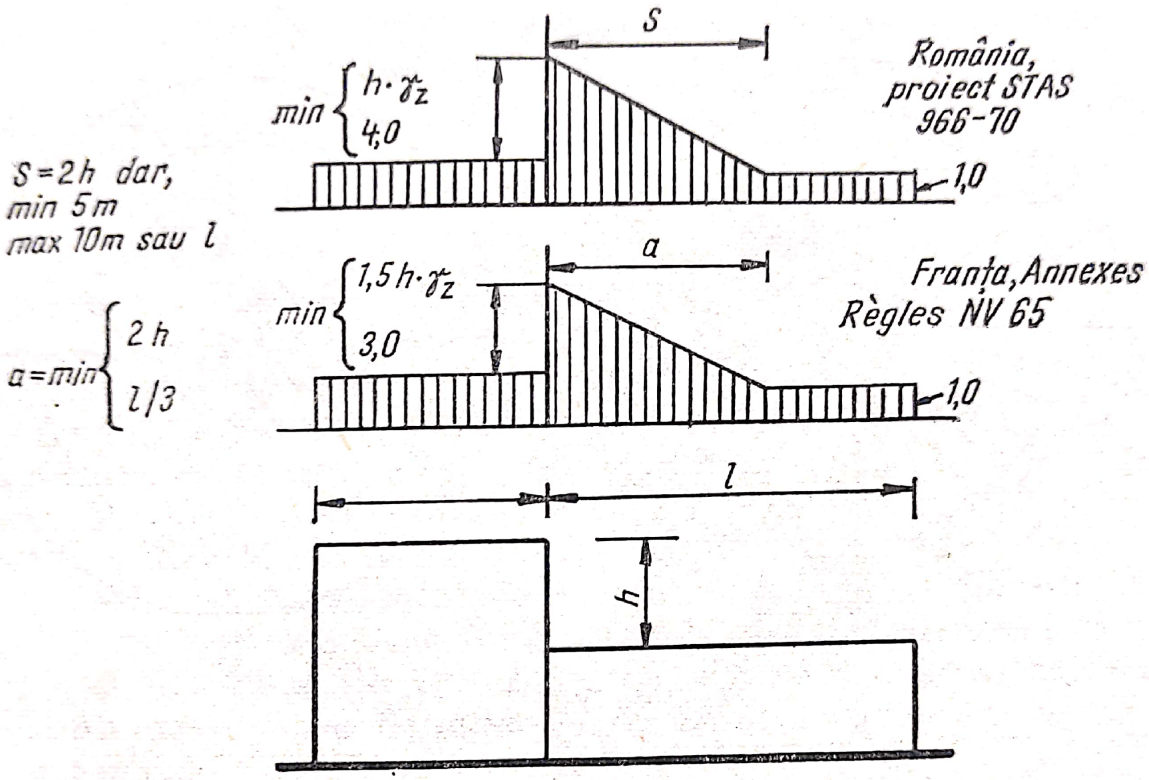


Fig. 180. Aglomerări de zăpadă pe acoperișuri cu denivelări (γ_z — greutatea specifică a zăpezii).

cu aspecte întîmplătoare atît de variate, încît o evaluare exactă a efectului său asupra încărcărilor cu zăpadă nu poate fi dată" [171].

3.8. MODELAREA AGLOMERAȚIILOR DE ZĂPADĂ

„Modelarea aglomerațiilor de zăpadă este posibilă în măsura în care sînt posibile modelările vîntului și ale proprietăților fizico-mecanice ale zăpezii" [142].

Modelarea proprietăților fizico-mecanice ale zăpezii este dificilă: materialul cel mai indicat, dacă tunelurile aerodinamice ar lucra sub 0°C, ar fi zăpada însăși. Pentru simplificarea experiențelor, ținînd seama și de faptul că proprietățile fizico-mecanice ale zăpezii se modifică în cursul mișcării, în timp, prin fenomene termice, de tasare etc.

Scanned with OKEN Scanner

se pot folosi şi alte materiale cu proprietăţi asemănătoare cu cele ale zăpezii. Practic, s-a găsit că materialele pulverulente cu proprietăţile cele mai apropiate de proprietăţile zăpezii sînt rumeguşul şi pilitura de lemn de brad.

Simularea mişcării zăpezii implică criterii de similitudine mecanică, geometrică pentru concentraţia şi viteza de acumulare a zăpezii, şi pentru timp.

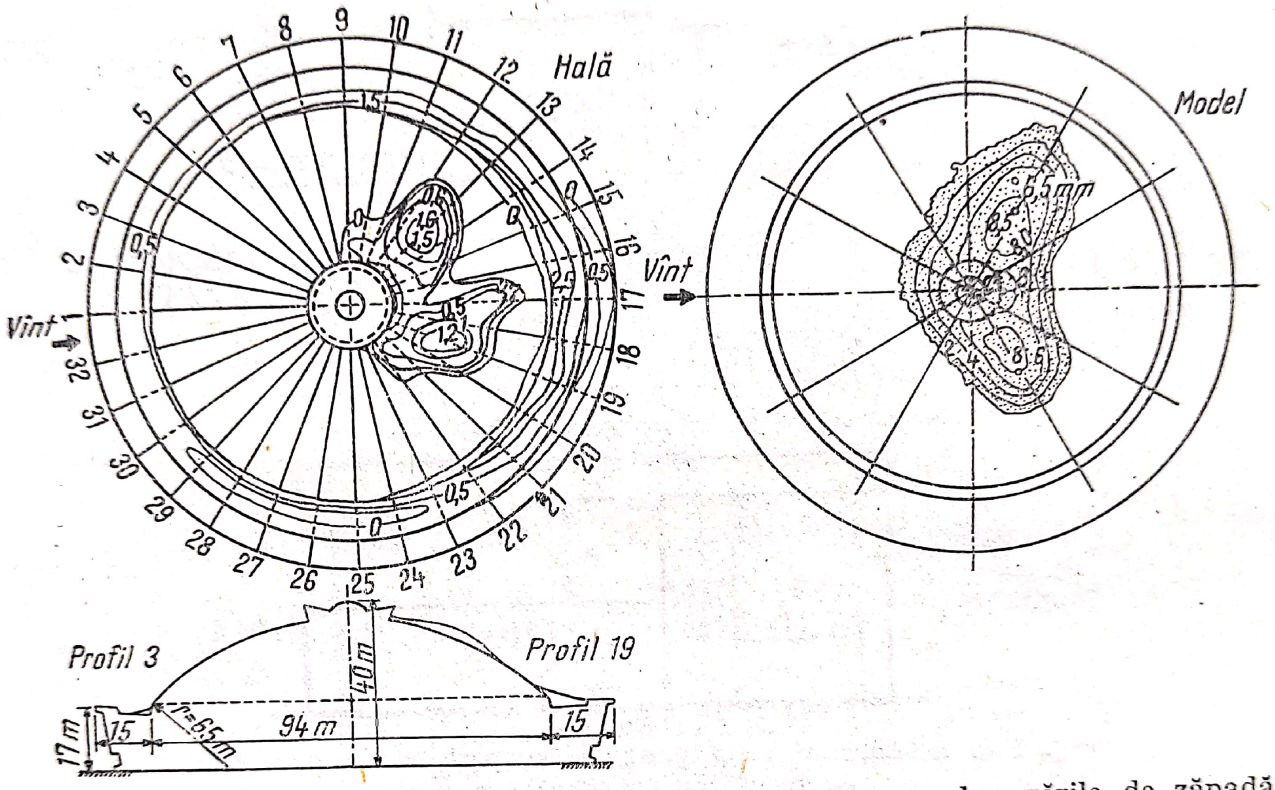


Fig. 181. Cupolă sferică cu terasă inelară. Comparaţie între aglomerările de zăpadă pe model şi releveele depunerilor de zăpadă din iarna 1962—1963 pe structura reală (în m), [142].

Experienţe valoroase au fost efectuate de C. Mateescu pentru clădiri cu acoperişuri plane şi cu două pante, pentru hale cu un luminător central (continuu sau parţial) şi multiple (cu 2, 3 şi 4 deschideri) şi pentru cupole sferice, cu terasă inelară.

Rezultatele experienţelor pentru o cupolă de 94 m diametru, comparate cu releveele depunerilor de zăpadă din iarna 1962—1963 sînt prezentate în fig. 181.

Compararea indicilor de aglomerare între natură şi modelul încercat a condus la următoarele concluzii :

— indice de acoperire cu zăpadă a suprafeţei cupolei : 0,35 (pe model) şi 0,16 (în natură) ;

— indice maxim de aglomerare pe cupolă : 2,0 (pe model) şi 3,3 (în natură) ;

Scanned with OKEN Scanner

— indice mediu de aglomerare pe cupolă : 1,0 (pe model) și 1,6 (în natură) ;

— raportul între indicele maxim de aglomerare și indicele mediu de aglomerare atît în natură cît și pe model : 2,05 pe cupolă și 2,2 pe terasă.

Încărcarea acoperișurilor cu zăpadă aglomerată reprezintă în multe cazuri o încărcare cu pondere hotărîtoare asupra siguranței structurilor. Forma și mărimea aglomerărilor precum și implicațiile pe care le au asupra rezistenței și stabilității acoperișurilor reprezintă o problemă inginerească complexă, care trebuie tratată în consecință.

3.9. CHICIURA

Depunerile de chiciură pe cabluri și turnuri cu zăbrele conduc în anumite situații la suprasarcini importante și în consecință la suprasolicitări în sistemele structurale respective.

Chiciura se formează prin sublimarea vaporilor de apă sau prin cristalizare. Apariția sa este influențată de cauze meteorologice și fizice complexe. Temperatura de formare este între 0°C și —10°C, iar greutatea specifică între 0,5 și 0,8 tf/m³.

Intensitatea depunerilor de chiciură depinde de temperatura și starea higrometrică a atmosferei, viteza vîntului (chiciura se formează de obicei la viteze de 10—15 m/s), altitudinea și caracteristicile structurii pe care se depune (material, diametru, orientarea față de vînt etc.).

În România regiunile cu depuneri intense de chiciură sînt, în afara zonelor de munte, sud-estul Moldovei și Cîmpia Bărăganului și Dobrogei [171]. În Moldova și Cîmpia Bărăganului depunerile sînt favorizate de vînturi.

În normativul românesc pentru construcția liniilor electrice aeriene 1 - LI - 67 sarcinile din chiciură se dau conform relației

$$\gamma_z = \gamma + 0{,}9\ \frac{b(b+d)}{q} \qquad (272)$$

în care : γ este greutatea conductorului, în kgf/cm³ ;
γ_z — greutatea conductorului, inclusiv sarcina suplimentară raportată la secțiunea nominală, în kgf/cm³ ;
q — secțiunea conductorului, în mm² ;
d — diametrul conductorului, în mm ;
b — grosimea stratului de chiciură, variind între 13 mm și 30 mm, în funcție de regiunea meteorologică a țării și de importanța, respectiv tensiunea liniei.

Scanned with OKEN Scanner

În Manualul Siemens [204], greutatea conductorului cu sarcină suplimentară se dă

$$\gamma_z = \gamma + \frac{0{,}18\sqrt{d}}{q} \tag{273}$$

unde simbolurile au aceleaşi semnificaţii ca mai înainte.

Wanke recomandă pentru evaluarea încărcării din chiciură o depunere de 5 cm grosime considerînd greutatea specifică a chiciurei 0,8 tf/m³.

Prezenţa chiciurei pe conductoare poate provoca, ţinînd seama de faptul că forma depunerii în secţiune transversală nu este circulară, fenomene de galopare (v. § 2.3).

Pe structuri cu zăbrele chiciura modifică raportul φ (aria plinurilor pe aria golurilor) şi în consecinţă coeficienţii aerodinamici şi presiunile din vînt pe structură.

Scanned with OKEN Scanner

4. ACȚIUNEA VARIAȚIILOR DE TEMPERATURĂ CLIMATICE ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

4.1. TEMPERATURA ȘI ZONAREA CLIMATICĂ

Temperatura aerului este o măsură a stării de căldură a aerului şi este unul din criteriile fundamentale pe baza căruia se apreciază zonarea climatică a unui teritoriu geografic. Astfel, împărțirea climatică a pămîntului (după STAS 6535-52) ține seama de următorii factori climatici :

— temperatura aerului ;
— umiditatea relativă a aerului ;
— radiaţia solară ;
— presiunea atmosferică.

Potrivit acestor factori climatici suprafaţa pămîntului se împarte, pentru scopuri tehnice, în următoarele zone climatice :

— reci ;
— temperate ;
— cald-umede ;
— cald-uscate.

O regiune este considerată temperată dacă în ea temperatura în timpul iernii scade rar sub —30°C, iar în timpul verii temperatura depăşeşte rar +35°C. În aceste regiuni nu apar aproape niciodată simultan temperaturi peste +20°C şi umidităţi relative mai mari decît 80%.

Țara noastră face parte din zona climatică temperată.

Factorii principali care caracterizează regiunile climatice sînt indicaţi în tabelul 64.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 64

Factorii principali caracteristici regiunilor climatice (STAS 6535-52)

Factorii climatici	Regiuni cu climat			
	rece	temperat	cald–umed	cald–uscat
Temperatura limită minimă a aerului	−85°C	−45°C	−10°C	−20°C
Temperatura minimă medie anuală	−50°C	−30°C	+ 3°C	−10°C
Temperatura medie anuală a aerului	+5...+15°C	+5...+15°C	+10...+25°C	+5...+30°C
Temperatura maximă medie anuală a aerului	+35°C	+35°C	+40°C	+50°C
Temperatura limită maximă a aerului	+40°C	+40°C	+45°C	+55°C
Variaţia maximă a temperaturii în 8 ore	20°C	20°C	10°C	40°C
Temperatura maximă medie lunară a aerului pentru umiditatea relativă 80%	+20°C	+20°C	+35°C	0
Temperatura maximă posibilă a suprafeţei negre mate la acţiunea radiaţiei solare directe	+75°C		+80°C	+90°C
Densitatea maximă a fluxului termic a radiaţiei solare, în cal/cm³min	1,4		1,4	1,6
Umiditatea relativă a aerului	80% la 20°C	65%±15% la 20°C	80% la +35°C	minim 10% la +40°C
Limită minimă a umidităţii relative a aerului la temperatura de + 40° C, în %	0	0	0	10%
Temperatura pămîntului la adîncime de 1 m: max.	+20°C		+30°C	+30°C
min.	− 2°C		+ 5°C	+ 5°C
Temperatura apei folosite pentru răcire	0	0	+40°C	+40°C
Rouă	+	+	++	+
Aerul conţine sare	+	+	+	++
Furtuni	++	+	++	+
Nisip şi praf	+	+	+	++
Ploi torenţiale	0	+	++	+
Chiciură, acoperire cu gheaţă	++	+	0	0
Mucegai şi ciuperci	+	+	++	0
Termite şi alte insecte	0	0	++	+
Reptile, rozătoare	0	+	++	++

Notă:
++ frecvent,
+ rar sau pe alocuri,
0 nu are însemnătate practică.

Scanned with OKEN Scanner

4.2. VARIAȚIILE DE TEMPERATURĂ ALE AERULUI EXTERIOR ȘI TERMOTEHNICA CONSTRUCȚIILOR

4.2.1. PARAMETRII NORMAȚI AI CLIMATULUI INTERIOR

Izolarea termică pentru elemente de construcții care delimitează încăperile încălzite ale unităților funcționale la clădirile de locuit, social-culturale și industriale se realizează în scopul asigurării climatului interior impus de cerințele minimale de confort și respectiv condițiile de exploatare normală.

Parametrii normați ai climatului interior : temperatură, umiditate relativă, diferență între temperatura aerului interior și a suprafeței interioare a elementelor exterioare (pereți, acoperișuri) se dau în funcție de destinația clădirilor în tabelul 65 [69].

Proiectarea termotehnică a construcțiilor presupune după STAS 6472-68 „Construcții civile și industriale. Termotehnica în construcții. Elemente fundamentale de proiectare", realizarea următoarelor elemente :

— rezistența necesară la transmisia termică, pentru limitarea pierderilor de căldură și evitarea condensului pe suprafața interioară a elementelor de construcție ;

— stabilitatea termică necesară limitării oscilațiilor temperaturii pe suprafața interioară a elementelor ;

— rezistența la permeabilitatea vaporilor, pentru limitarea sau evitarea condensării vaporilor în elementele de construcție ;

— rezistența la permeabilitatea aerului, pentru limitarea diminuării capacității de izolare termică datorită infiltrării aerului.

Pentru calculele termotehnice este necesar a se dispune de următoarele date climatice ale aerului exterior :

— temperatura convențională de calcul pentru perioada de iarnă și pentru perioada de vară ;

— umiditatea relativă de calcul pentru perioada de iarnă și pentru perioada de vară.

4.2.2. STABILIREA TEMPERATURILOR CLIMATICE EXTREME PENTRU CALCULELE TERMOTEHNICE

În funcție de temperaturile exterioare pentru perioada de iarnă teritoriul țării noastre se împarte conform STAS 6435-61 : „Temperaturi minime convenționale de calcul" în trei zone climatice, conform hărții din fig. 182.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 65

Valorile temperaturii interioare t_i şi a diferenţei maxime de temperatură $\Delta\vartheta_{i\,max}$

Grupa de clădiri	Felul clădirilor şi încăperilor	Umiditatea relativă a aerului interior i	Valoarea temperaturii aerului interior t_i	Valoarea diferenţei maxime $\Delta\vartheta_{i\,max}$ între temperatura aerului interior şi temperatura pe suprafaţa interioară a elementului de construcţie pentru:	
				pereţi exteriori	acoperişuri, terase
		%	°C	grd	
1	2	3	4	5	6
I	Încăperile clădirilor sociale cu necesităţi sanitare-igienice ridicate (spitale, grădiniţe de copii, creşe etc.)	50	22	6	4,5
	Clădiri de locuit	50—60	20	6	4,5
II	Încăperile clădirilor sociale cu regim de temperatură şi umiditate normală (teatre, cinematografe, auditorii, şcoli, cluburi şi încăperi anexe ale întreprinderilor, cu excepţia încăperilor cu regim umed şi foarte umed)	50—60	18—20	7	5,5
III	Încăperi încălzite ale clădirilor de producţie cu regim de umiditate normală şi cu degajări de căldură neînsemnate (hale mecanice)	50—60	16	8	7
IV	Idem, cu regim de umiditate scăzut (hala de sudat, de montaj, de mobile)	50	16	10	8
V	Încăperile clădirilor de producţie cu degajări însemnate de căldură şi cu regim de umiditate scăzută (hale pentru prelucrări termice)	45	20	12	12
VI	Încăperile clădirilor de producţie cu regim de umiditate ridicată (ţesătorii, filaturi)	61—75	16—25	$t_i-\vartheta_r$	$t_i-\vartheta_r$
VII	Idem, cu regim de umiditate foarte ridicată, unde se admite condensarea vaporilor pe suprafeţele interioare ale pereţilor (băi, duşuri, puţuri publice, albitorii)	75	16—30	6,5	$t_i-\vartheta_r$

Observaţii:

—Pentru elementele exterioare ale încăperilor de producţie cu degajări însemnate de căldură care depăşesc cu mult pierderile de căldură (mai mult de 50%) sau la care excesul de căldură depăşeşte 20 kcal/m²h sau pentru cele a căror suprafaţă interioară este supusă unui flux de căldură radiant intensiv şi constant sau scăldat de aer uscat şi fierbinte, valoarea $\Delta\vartheta_{i\,max}$ nu se normează, dimensionarea elementelor de construcţie făcîndu-se după consideraţii constructive.

—Pentru zidăriile omogene din cărămidă obişnuită de argilă, din cărămidă eficientă şi din blocuri mici de beton cu agregate uşoare ale încăperilor din grupa I (dar cu confort redus) cu umiditatea aerului de 51—60%, se admite să se adopte $\Delta\vartheta_{i\,max} = 6{,}5$ grd.

—Pentru pereţii omogeni din zidărie de cărămidă obişnuită de argilă şi din beton cu agregate uşoare cu structură compactă ale clădirilor din grupa VI şi VII cu umiditatea relativă a aerului interior de la 61 la 75% şi, respectiv, peste 75%, se admite să se adopte $\Delta\vartheta_{i\,max} = 7$ grd.

—Pentru pardoseli $\Delta\vartheta_{i\,max} = 2{,}5...4$ grd pentru clădiri de locuit şi social-culturale şi 7 grd pentru construcţii industriale.

Scanned with OKEN Scanner

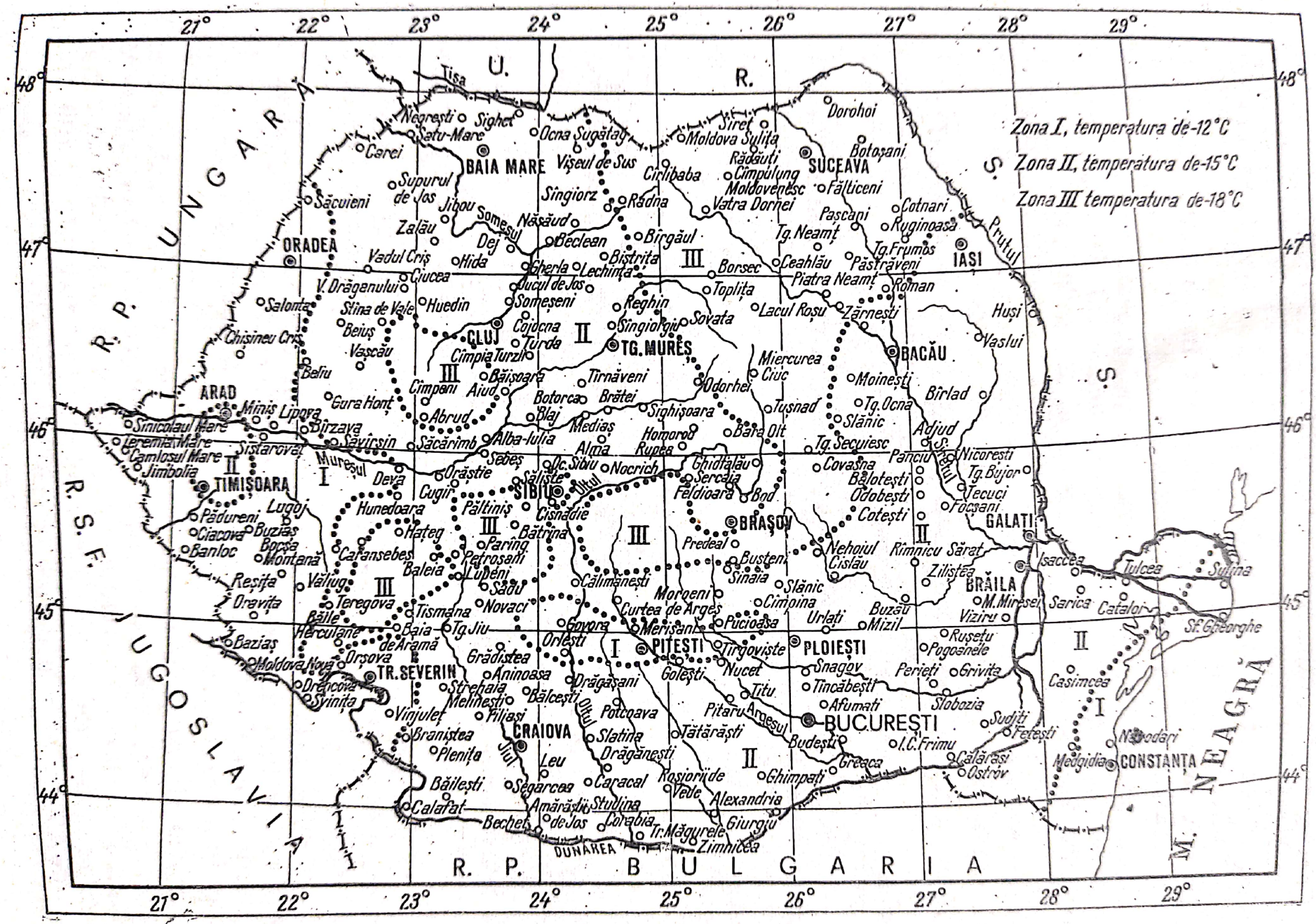


Fig. 182. Temperaturi de calcul pentru perioada de iarnă după STAS 6435-61.

Temperaturile exterioare pentru perioada de vară sînt cuprinse în STAS 4836-55 „Instalații de ventilare. Temperaturi exterioare" și adoptate ca temperaturi medii ale aerului la ora 14 în luna cea mai călduroasă (fig. 183).

Metoda stabilirii temperaturii de calcul în țara noastră are în vedere următoarele obiective principale [87]:

— limitarea oscilației temperaturii pe suprafața interioară a elementelor de construcție, sub acțiunea oscilației temperaturii exterioare, ținîndu-se seama de durata ei de oscilație;

— determinarea unei zone unice a temperaturilor exterioare atît pentru dimensionarea elementelor de construcție, cît și pentru proiectarea instalațiilor de încălzire.

Această metodă este bazată pe următoarele principii [87]:

— se determină o iarnă medie convențională, ca temperatură și durată, prin considerarea tuturor iernilor din perioada de observare de 20—25 de ani;

— durata temperaturilor de calcul rezultă din efectuarea mediei tuturor duratelor corespunzătoare fiecărei temperaturi, observate pe întreaga perioadă de ani considerați; în acest mod temperatura corespunzătoare unui anumit interval de timp poate fi asimilată cu media temperaturii pe durata considerată;

— se stabilesc temperaturile exterioare de calcul în această iarnă medie convențională (fig. 184) corespunzătoare diferitelor durate medii de oscilație de 0,5, 1, 2, 3 zile care influențează pereții folosiți în mod curent în țara noastră, cu inerție termică mică și mijlocie (indicele inerției termice al acestor pereți este cuprins între 2,5 și 6).

Această metodă în comparație cu vechile metode utilizate în țara noastră prezintă următoarele avantaje [87]:

— corespunde în mare măsură teoriei amortizării undelor termice în elementele de construcție exterioare;

— este simplă atît în ce privește construcția curbei variației temperaturii în timp și în privința determinării temperaturii exterioare de calcul;

— permite precizarea unor temperaturi exterioare de calcul și pentru elemente de construcție cu diverse inerții termice.

Temperaturile calculate după această metodă au o frecvență medie de apariție de 98% în perioada de încălzire.

Analiza statistică a datelor climatice pe mai mulți ani, pentru orașul București, arată că temperatura de calcul de —15°C, stabilită pe baza iernii medii convenționale, pentru o durată medie de 2 zile succesive, corespunde unei durate totale de aproximativ 1 100 ore, adică de 22 ori pe o perioadă de 3 ani considerați [87].

Scanned with OKEN Scanner

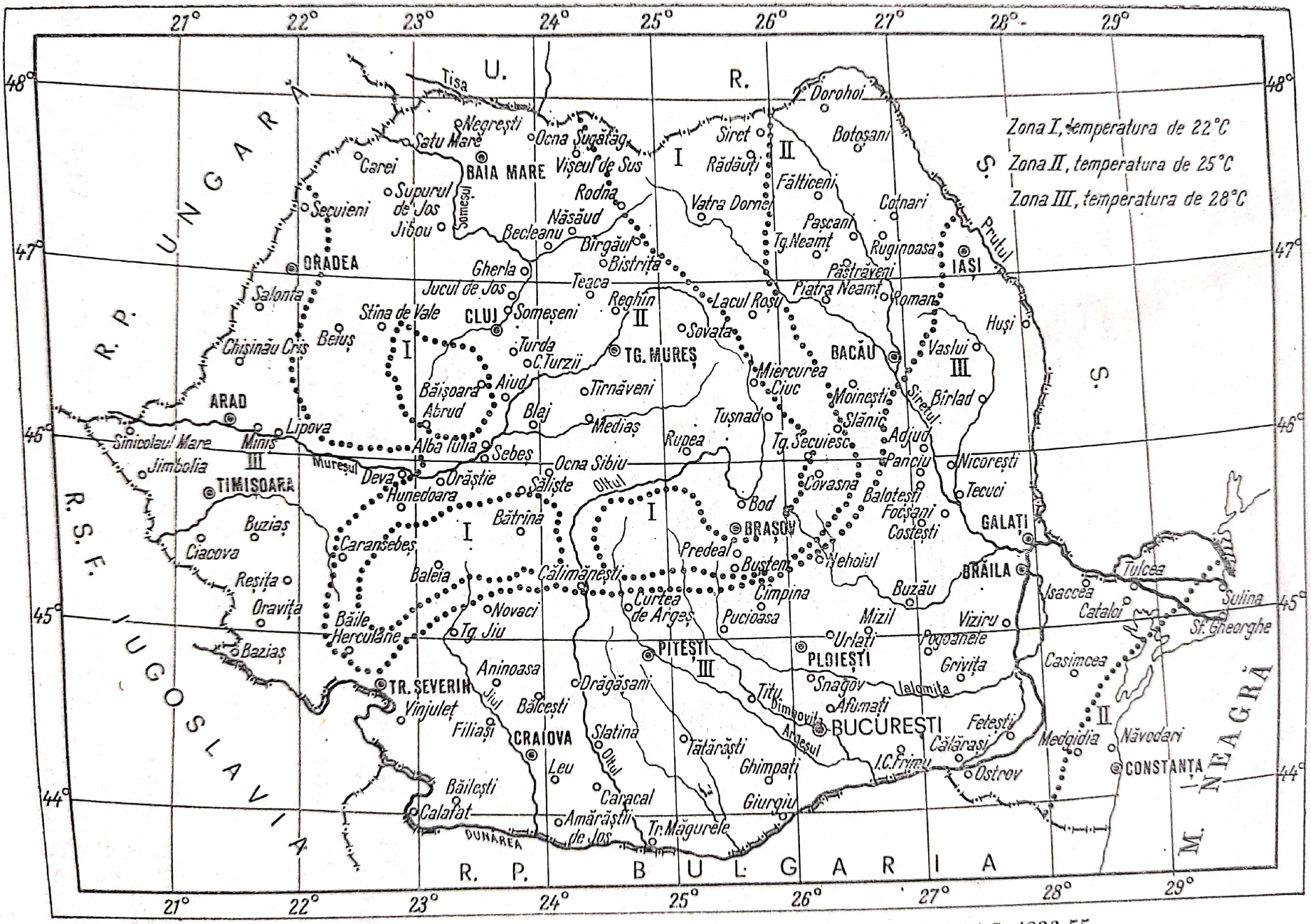


Fig. 183. Temperatura de calcul pentru perioada de vară după STAS 4836-55.

Pe baza temperaturilor exterioare de calcul stabilite prin metoda iernii convenționale pentru 41 localități, teritoriul țării s-a împărțit în trei zone climatice așa cum se arată în STAS 6435-61 (v. fig. 182) care au fost stabilite după cum urmează:

- zona I, −12°C, cuprinde localitățile cu temperaturile: −12°C și −13°C;
- zona a II-a, −15°C, cuprinde localitățile cu temperaturile: −14°C, −15°C și −16°C;
- zona a III-a, −18°C, cuprinde localitățile cu temperaturile: −17°C, −18°C și −19°C.

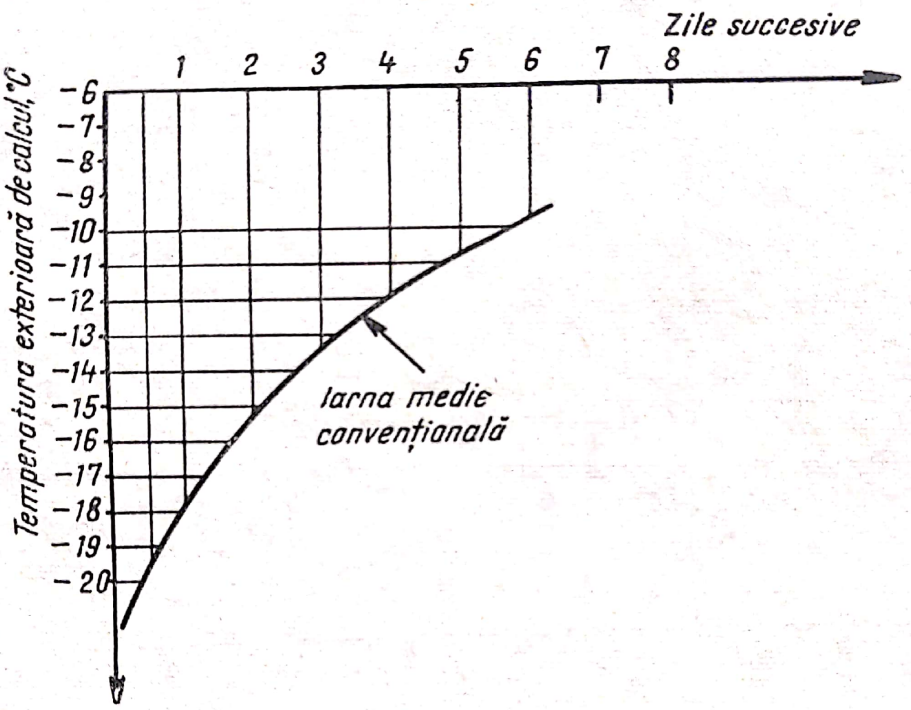


Fig. 184. Metoda de stabilire a temperaturilor de calcul pentru București.

Între temperatura exterioară de calcul, stabilită prin metoda iernii convenționale pentru localitățile din țara noastră și între temperatura medie a lunii ianuarie, stabilită pentru o perioadă îndelungată, există o relație liniară, care se exprimă prin formula:

$$t_e = 1{,}25\, t_{med.\,ian} - 11° \,[°C]$$

în care $t_{med.\,ian}$ este temperatura medie a lunii ianuarie pe o perioadă îndelungată.

Rezultatele obținute pe baza acestei formule diferă față de cele obținute prin metoda iernii medii convenționale cu ±1°C și în mod excepțional cu ±2°C [87].

Scanned with OKEN Scanner

În general, pentru stabilirea temperaturii exterioare de calcul se pot folosi două tipuri de metode, şi anume :

— metode care consideră temperatura de calcul independentă de proprietăţile termice ale elementelor de construcţie exterioare ale clădirilor ;

— metode care consideră temperatura de calcul dependentă de proprietăţile termice ale elementelor de construcţie exterioare ale clădirilor.

Cîteva metode pentru ţări cu climă asemănătoare celei din ţara noastră sînt date în lucrarea [87], astfel :

În U.R.S.S., pentru temperatura exterioară de calcul s-a adoptat media temperaturilor medii din cele mai reci patru perioade de 5 zile succesive în timp de 25 ani. Această temperatură corespunde elementelor de construcţie cu inerţie termică mare. Pentru a se ţine seamă de influenţa temperaturii exterioare de calcul asupra elementelor de construcţie cu inerţii termice mai mici, capacitatea lor de izolare termică se măreşte în funcţie de inerţia lor termică pînă la 15%.

În Austria se adoptă ca temperatură exterioară de calcul valoarea medie a temperaturilor minime anuale cu durata de 5 zile, care se observă în localitatea dată o singură dată într-o perioadă de 20 ani.

A. Lauscher a calculat pentru Viena temperaturile medii pe o durată de n zile succesive ($n = 1, 2, \ldots, 10$) care apar o singură dată pe o perioadă de m ani ($m = 100$; $m = 50 \ldots m = 1$).

Temperatura exterioară de calcul de —14°C, adoptată pentru Viena, este temperatura medie care apare pe o durată de o zi o dată la 3 ani, pe 2 zile consecutive o dată la 15 ani, pe 5 zile succesive o dată la 20 ani şi pe 10 zile succesive o dată la 100 ani.

În Olanda, pentru temperatura exterioară de calcul, se adoptă temperatura medie zilnică care se observă cel puţin de 10 ori într-o perioadă de 10 ani.

În Franţa, temperatura exterioară de calcul a fost stabilită prin temperatura care apare, în medie, 5 zile pe an.

În Anglia, determinarea temperaturii exterioare de calcul s-a făcut în funcţie de gradul de inerţie termică a clădirilor şi de volumul clădirilor.

În Danemarca, temperatura exterioară de calcul este stabilită empiric printr-o valoare obţinută din practica exploatării şi încălzirii clădirilor.

Ţinînd seama de analiza probabilistă efectuată în cap. 2 şi 3 cu privire la proprietăţile climatice ale vîntului şi zăpezii, rezultă logic că legile variaţiilor aleatoare ale temperaturii climatice pot fi determinate cu ajutorul teoriei probabilităţii pentru valori extreme. Criteriul de selectare a valorilor pentru proiectare este mărimea

Scanned with OKEN Scanner

perioadei de regăsire, respectiv probabilitatea de a obține valori mai mici (sau mai mari) decît cele alese. Această tratare este sugerată de Gumbel în lucrarea [91] și aplicată în S.U.A. de Court și Thom.

4.3. EFECTELE VARIAȚIILOR DE TEMPERATURĂ CLIMATICE ȘI MĂSURI CONSTRUCTIVE

4.3.1. FORME DE MANIFESTARE ȘI POSIBILITĂȚI DE PREVENIRE

Cauza variațiilor de temperatură o constituie modificările climatice ale temperaturii, care se petrec sezonier sau zilnic.

Principalele forme de manifestare a variațiilor de temperatură ca acțiuni pe structuri sînt:

— variațiile de temperatură exterioară;
— variațiile de temperatură între interior și exterior;
— variațiile de temperatură între diferitele părți ale aceluiași element.

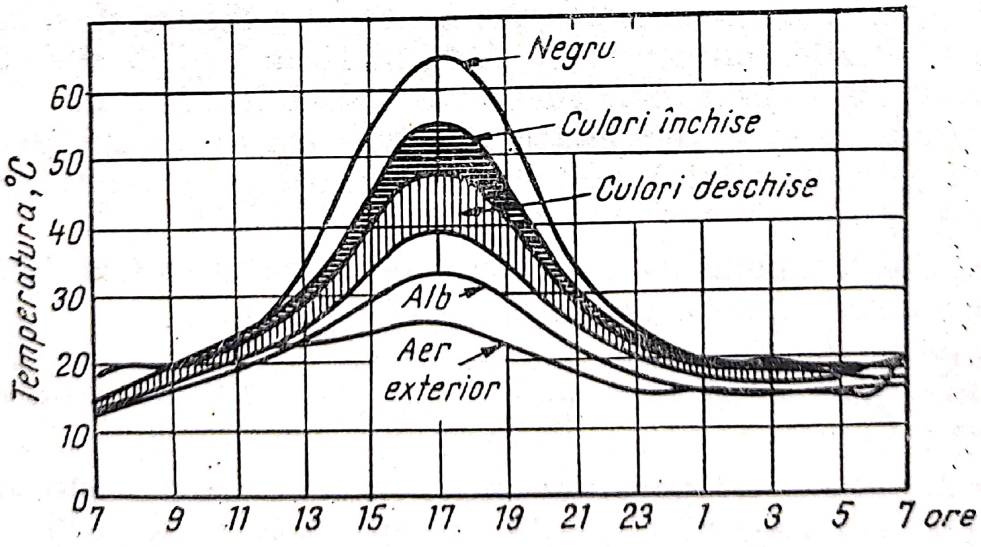


Fig. 185. Temperatura exterioară a tencuielilor (însorite) de diferite culori [170].

Variațiile de temperatură sînt amplificate de acțiunea directă a razelor de soare care depinde de culoarea, natura și orientarea suprafeței expuse (fig. 185).

Scanned with OKEN Scanner

Variațiile de temperatură între interiorul și exteriorul clădirilor apar de obicei în timpul iernii. Pot apărea însă și vara, de exemplu între fața exterioară însorită a unui zid de sprijin și fața interioară protejată de materialul sprijinit. Uneori variațiile de temperatură între interior și exterior sînt datorite și regimului termic al utilajului din anumite hale industriale cu procese tehnologice de această natură.

Consecințele variațiilor de temperatură sînt fenomenele de dilatare, de exemplu :

— dilatarea pereților în lung : fisuri verticale ;

— dilatarea structurii : fisuri între structură și zidăria neportantă, fisuri în structură ;

— dilatarea teraselor de beton : fisuri orizontale între terasă și pereții de zidărie, eventual fisuri înclinate în zidărie la colțurile clădirii.

Mărimea deschiderii fisurilor depinde de severitatea condițiilor climatice ale amplasamentului și de particularitățile alcătuirii construcției ; de obicei ea poate ajunge pînă la 1—5 mm.

Măsurile preventive față de efectele de tipul celor de mai sus cuprind :

— rosturi de dilatare ;
— legături elastice între diferitele elemente structurale ;
— izolații termice ;
— protecții reflectorizante ;
— armări pentru efectele variațiilor de temperatură etc.

Distanța între rosturile de dilatare depinde de numeroși factori printre care : dimensiunile suprafeței expuse, tipul de izolare termică, tipul regimului climatic etc. Normele din diferite țări prevăd rosturi de dilatare la 30—60 m distanță (care uneori funcționează simultan și pentru contracție sau tasare). Pentru elemente foarte expuse aceste distanțe se reduc cu 25—50%. Pentru zidării se prevăd de obicei rosturi de minimum 1 cm la fiecare 30 m [170].

Dacă stîlpii clădirilor înalte sînt expuși (adică parțial în exterior și parțial în interior față de perimetrul închiderii) variațiile de temperatură între interior și exterior devin un parametru important în proiectarea structurii. Astfel, mișcarea verticală a stîlpilor (fig. 186) conduce la desfacerea rosturilor între zidărie de umplutură și schelet, în special la ultimele niveluri (unde se cumulează scurtările sau alungirile) și pereții despărțitori prezintă fisuri diagonale (fig. 187). Pentru o temperatură de —23°C în Chicago [125], s-au măsurat pe structuri înalte din beton armat deplasările verticale a căror mărime în timpul

Scanned with OKEN Scanner

iernii a fost între 0,038 şi 0,117 cm pe etaj, conducînd la scurtări la ultimul nivel de $\frac{L}{162} \dots \frac{L}{760}$, L fiind deschiderea între şirul de stîlpi expuşi şi primul şir de stîlpi interiori.

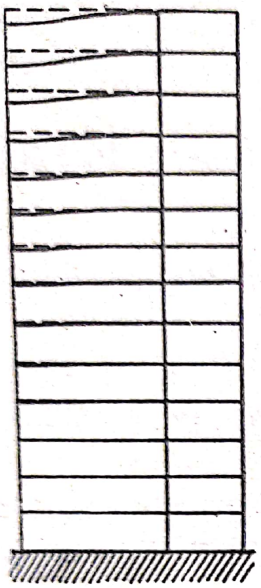


Fig. 186. Efectul temperaturii asupra stîlpilor expuşi ai clădirilor înalte se cumulează la ultimele niveluri [125].

Rezolvarea acestor probleme se face fie prin detalii constructive care să permită deplasarea liberă între elementele portante şi cele nestructurale, fie prin izolarea termică a stîlpilor exteriori. ACI Committee 435 limitează mişcarea termică verticală a stîlpilor expuşi la valorile din fig. 188.

Diferenţele de temperatură provoacă eforturi importante în structura coşurilor de fum, vertical şi radial. O metodă de evaluare a acestor eforturi este dată în ACI 505-54 (revizuit în anul 1968).

Pentru plăcile din beton armat ale construcţiilor unele standarde prevăd armări minime pentru contracţie şi temperatură (montate perpendicular pe armătura principală de rezistenţă), (tabelul 66).

În plăcile de beton ale drumurilor în funcţie de condiţiile de temperatură, trafic şi strat suport se prevăd rosturi de dilatare care previn

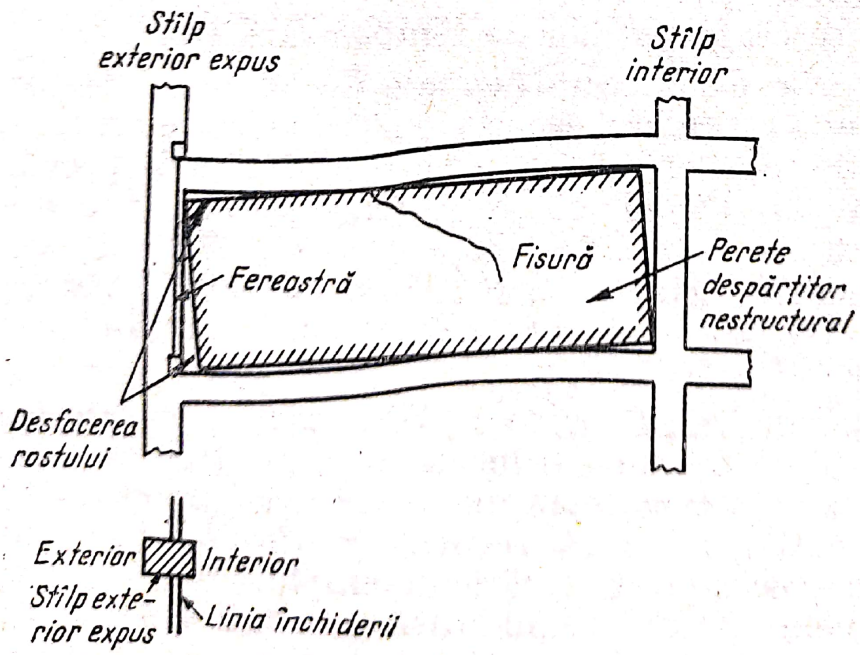


Fig. 187. Efectul temperaturii asupra zidăriilor de umplutură la etajele superioare ale clădirilor înalte [125].

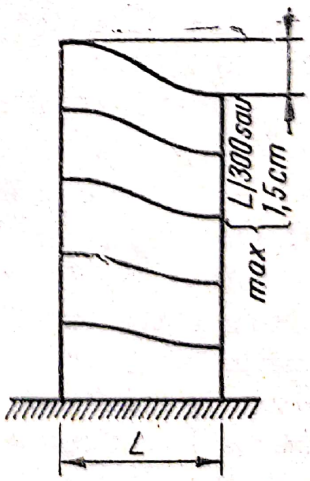


Fig. 188. Deformaţii admisibile la stîlpi din temperatură [10].

Scanned with OKEN Scanner

ruperile prin compresiune ce ar putea apărea la margini şi îndeosebi la colţurile plăcii datorită diferenţelor de temperatură între pămînt şi faţa însorită (fig. 189).

Tabelul 66

Armări minime pentru contracţie şi temperatură în plăci de beton armat

Tara, prescripţia	Procente din aria secţiunii de beton	Observaţii	Distanţa maximă între bare
S.U.A., ACI 318-71	0,2	$\sigma_c \leqslant 3\,500$ kgf/cm²	5 h_p sau 46 cm
	0,18	$\sigma_c = 4\,200$ kgf/cm²	h_p = grosimea plăcii
India, I.S. 456	0,2	Valabil şi pentru armătura de repartiţie	4 h_p sau 60 cm
Canada, CSA A23.3	0,25	Bare netede	—
	0,20	Bare nervurate $\sigma_c < 4\,200$ kgf/cm²	
	0,18	$\sigma_c > 4\,200$ kgf/cm²	
Anglia, CP 2007[1])	0,3	Bare netede	—
	0,25	Bare nervurate	

[1]) Pentru rezervoare de lichid, armare minimă în reţea atît transversal cît şi longitudinal.

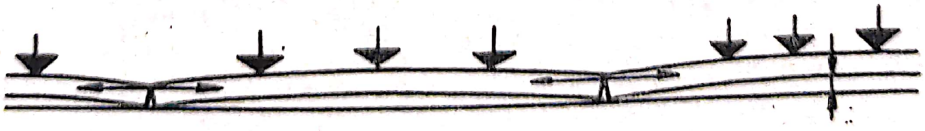


Fig. 189. Deformaţiile plăcilor drumurilor datorită gradientului de temperatură între feţe.

Pentru pereţii din beton armat supuşi variaţiilor de temperatură, Leonhardt recomandă pentru cantitatea de armătură necesară preve-

Scanned with OKEN Scanner

nirii deschiderii fisurilor, datorită tensiunilor interne, valorile din tabelul 67 (fig. 190), [132].

Valorile din tabel sînt date pentru B 300, OL 37 pentru răcire bilaterală (pe ambele fețe ale peretelui). În expresia procentului de

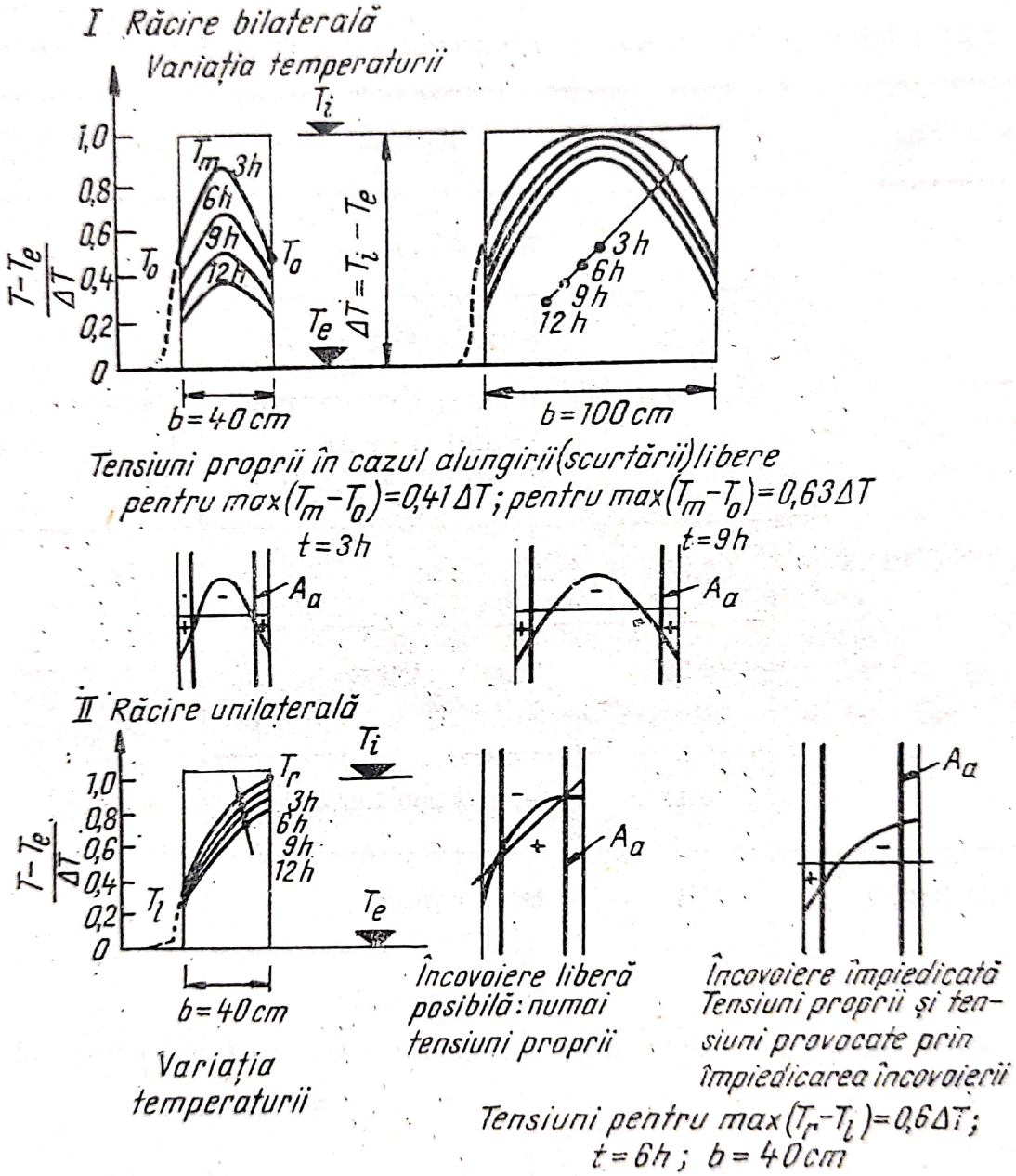


Fig. 190. Tensiuni într-un element de construcție masiv datorită variației temperaturii, după F. Leonhardt [132].

armare $p = 2A_a/bl$ (în %), A_a reprezintă cantitatea de armătură pe o singură față.

Pentru prevenirea fisurilor din temperatură la elemente masive, în lucrarea [132] se recomandă ca metodă eficace precomprimarea pereților.

Tabelul 67

Armarea minimă a pereților de beton supuși variațiilor de temperatură, după F. Leonhardt

Grosimea betonului, cm	$T = T_i - T_e$				Secțiunea de armătură și procentul de armare
	10°C	20°C	30°C	40°C	
20	0,2	0,3	0,4	0,6	A_a
	0,02	0,03	0,04	0,06	$p\%$
40	0,9	1,7	2,6	3,5	A_a
	0,05	0,09	0,13	0,18	$p\%$
60	1,5	3,1	6,0	6,1	A_a
	0,05	0,11	0,15	0,20	$p\%$
80	2,1	4,3	8,6	8,6	A_a
	0,05	0,11	0,16	0,22	$p\%$
100	2,7	5,5	8,2	11,0	A_a
	0,05	0,11	0,16	0,22	$p\%$

4.3.2. INTERVALUL DE VARIAȚIE A TEMPERATURII EXTERIOARE. ROSTURI DE DILATARE

Procedeul curent întrebuințat pentru evitarea efectelor din temperatură pe structuri este prescrierea intervalului de variație a temperaturilor exterioare (tabelul 68).

Din forma recomandărilor rezultă că alegerea valorilor numerice într-un anumit interval de variație este în mare măsură la latitudinea proiectantului și depinde de condițiile climatice locale, tipul structurii gradul de nedeterminare statică, felul protecției față de acțiunile termice etc.

Variația temperaturii între diferite părți ale aceluiași element sau între diferite zone ale structurii nu formează în general obiectul recomandărilor și se consideră de multe ori suficient pentru calculul deformațiilor impuse structurii de temperatură, valoarea sa medie.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 68

Variații de temperatură prescrise de normele din diferite țări

Nr. crt.	Tara, prescripția	Variația de temperatură prescrisă, în °C	Observații
1	România, STAS 946-56 și proiect standard 966-70	$+40° \ldots -30°$	Pentru construcții metalice
		$+30° \ldots -20°$	Pentru construcții de beton și zidărie
		$\pm 40°$	Pentru montaj (construcții metalice)
		$\pm 30°$	Pentru montaj (construcții de beton)
2	Franța, Règles BA 1960	$\pm 20°$	În Franța, climat temperat
		$\pm 30°$	În Africa de Nord
3	Olanda, [52]	Creșteri 10° Scăderi 20°	Valorile se reduc cu 5°C pentru structuri protejate față de acțiunea temperaturii. Pentru structuri cu grad înalt de nedeterminare statică
4	Suedia, [52]	$\pm 15°$ sau $\begin{cases} t_{max} = 3\,(8-d)°C \\ t_{min} = -\,6\,(5-d)°C \\ t_{min} = -\,4\,(4-d)°C \end{cases}$	Valorile se reduc cu 5°C pentru structuri protejate față de acțiunea temperaturii (d este grosimea medie a elementului, în m); cele două expresii pentru t_{min} corespund la condiții locale diferite
5	Canada, [52]	$\pm$ 70°F	Variații față de temperatura medie de $\pm 70°$ Fahrenheit, $n°F = \frac{5}{9}\,(n°-32)°C$
6	R.F.G., DIN 1055	$+25 \ldots -10°$ sau $+30 \ldots -5°$	În funcție de climatul local; valorile se reduc cu 5°C pentru structuri protejate sau dacă dimensiunea maximă a elementului $e<70$ cm
7	S.U.A., [52]	$+30°F \ldots -40°F$	Climat moderat
		$+35°F \ldots -45°F$	Climat rece $n°F = \frac{5}{9}\,(n°-32)°C$
8	Israel, SI 466	$\pm 20°$	Structuri obișnuite
		$\pm 15°$	Structuri protejate față de variațiile de temperatură (de exemplu, de pământ) sau elemente cu dimensiuni $\leqslant$ 70 cm
9	Brazilia, NB-1 1960	$\pm 10 \ldots \pm 15$	Construcții, în general
		$\pm 5 \ldots \pm 10$	Structuri protejate sau elemente cu grosimi $\leqslant$ 70 cm.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 69

Distanţe între rosturile de dilatare prescrise de normele din diferite ţări

Nr. crt.	Tara, prescripţia	Distanţa prescrisă între rosturi, m	Observaţii
1	România, STAS 1546-50	40	Construcţii din beton armat
		60	Construcţii prefabricate sau construcţii din beton armat cu acoperiş de lemn sau metalic
		25	Ziduri de sprijin, bazine, estacade în aer liber
2	Franţa, Règles BA 1960	25	Construcţii de beton în regiuni uscate şi continentale
		50	Regiuni umede şi temperate
		5—10	Balcoane, cornişe etc.
3	India, IS 456-1957	45	Peste 45 m, unul sau mai multe rosturi
4	Brazilia, NB—1 1960	30	Nu sînt necesare verificări la efectul variaţiilor de temperatură pentru structuri cu rosturi la distanţe $\leqslant 30$ m
5	Canada, CSA A 23.3	45—60	În funcţie de climat şi rigiditatea structurii
6	S.U.A., [52]	27	Pentru ziduri de sprijin
7	Olanda, [52]	30—40	Fără verificări la eforturi din temperatură
8	R.F.G., [52]	30	Pentru clădiri în care există pericol de explozii sau incendii; lăţimea rostului va fi minim $\frac{1}{600}$ din distanţa între rosturi

Scanned with OKEN Scanner

O parte integrantă a procesului de proiectare a structurilor la acțiunea variațiilor de temperatură o constituie problema rosturilor de dilatare ale construcției și elementelor sale componente.

Distanțele maxime între aceste rosturi conform normelor din diferite țări sînt date în tabelul 69. Valorile recomandate sînt diferite în primul rînd pentru că se referă la condiții climatice diferite. Pe de altă parte, rezolvarea concretă a poziției rosturilor într-o construcție depinde de tipul și alcătuirea fiecăreia, de forma în plan și regimul de înălțime, de materiale, de solicitările exterioare etc.

De multe ori rosturile de dilatare sînt în același timp și rosturi pentru contracție sau tasare.

În normele sovietice (GOST) se prevăd distanțele maxime între rosturile de dilatare sau contracție (tabelul 70). Cînd aceste distanțe nu sînt depășite se permite renunțarea la verificarea efectului variațiilor de temperatură pe structură.

Tabelul 70

Distanța maximă între rosturile de dilatare pentru structuri din beton armat, după normele sovietice pentru beton armat

Nr. crt.	Tipul structurii	Distanța maximă între rosturi, în m	
		Structuri protejate	Structuri expuse
1	Structuri în cadre prefabricate, inclusiv structuri cu acoperișuri de lemn sau metalice	60	40
2	Structuri prefabricate masive	50	30
3	Structuri în cadre monolite din beton obișnuit	50	30
4	Idem, din betoane cu agregate ușoare	40	25
5	Structuri masive din beton monolit	40	25
6	Idem din betoane ușoare	30	20

Poziția preferențială a rosturilor de dilatare pentru structuri cu forme și alcătuiri complexe este în punctele de concentrare a eforturilor din temperatură, respectiv în zonele în care forma clădirii în plan se modifică, unde sînt schimbări bruște de secțiune, materiale

Scanned with OKEN Scanner

şi rezolvări structurale; la fel în zonele unde gradul de expunere la efectele temperaturii este sporit etc.

Pentru funcţionarea corectă a rostului este esenţial ca separaţia să fie completă, adică atît între elementele structurale cît cele nestructurale (pereţi despărţitori, pardoseli, placaje pe faţadă, izolaţii etc.

4.3.3. ADÎNCIMEA MINIMĂ DE ÎNGHEŢ

Proiectarea fundaţiilor construcţiilor ia în consideraţie pentru stabilirea adîncimii de fundare şi criteriul climatic al adîncimii minime de îngheţ.

În general, se prescrie ca adîncimea de fundare să fie mai mare sau egală cu adîncimea minimă de îngheţ; adîncimea minimă de îngheţ nu este însă singurul criteriu de alegere a adîncimii de fundare şi de multe ori nici cel hotărîtor.

Prin adîncimea minimă de îngheţ se înţelege nivelul cel mai coborît al izotermei de 0°C.

Stabilirea adîncimii minime de îngheţ se face pe baza indicelui mediu de îngheţ conform fig. 191 (STAS 6054-64).

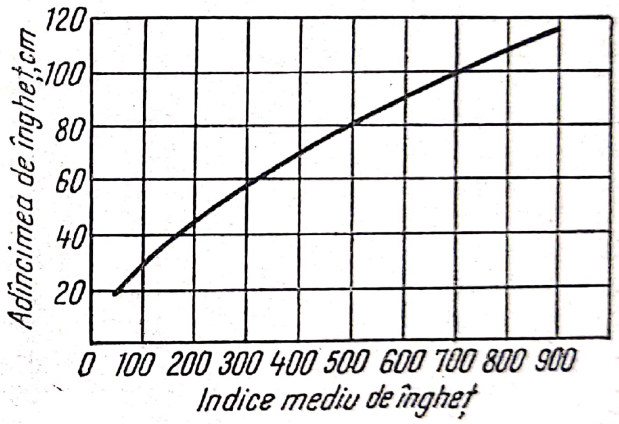


Fig. 191. Indicele mediu de îngheţ.

Valorile adîncimii minime de îngheţ sînt date în tabelul 71 conform STAS 6054—64. Pentru localităţile învecinate celor nominalizate în tabel se aleg valori după harta din fig. 192.

Indicele mediu de îngheţ reprezintă suma în valoarea absolută a maximului şi minimului curbei cumulative a temperaturilor medii zilnice (însumarea temperaturilor medii zilnice se face algebric). Determinarea indicelui mediu de îngheţ se face pe baza observaţiilor meteorologice asupra temperaturii aerului pentru 5 din cele mai reci ierni dintr-un interval de 25 ani.

Pentru zonele haşurate pe hartă (v. fig. 192) sau pentru terenuri slabe (mîl, turbă etc.) se recomandă analize speciale, corecţii ale valorilor obţinute pe baza procedurii de calcul a indicelui mediu de îngheţ etc.

Scanned with OKEN Scanner

Adîncimea minimă de îngheț

Nr. crt.	Localitatea	Indice mediu de îngheț, grade zi	Adîncimea de îngheț cm	Nr. crt.	Localitatea	Indice mediu de îngheț, grade zi	Adîncimea de îngheț cm
1	Alba Iulia	537	85	42	Huși	651	95
2	Alexandria	569	90	43	Iași	666	95
3	Arad	456	75	44	Întorsura Buzăului	730	100
4	Babadag	581	90	45	Lugoj	370	65
5	Bacău	705	100	46	Mărculești (Bărăgan)	535	85
6	Baia de Aramă	400	70	47	Miniș	392	70
7	Baia Mare	472	80	48	Ocna Sugatag	582	90
8	Băișoara	672	95	49	Oravița	326	60
9	Beiuș	423	70	50	Păltiniș	897	115
10	Bîrlad	641	95	51	Petroșeni	481	80
11	Bistrița	642	95	52	P. Neamț	759	105
12	Bod	753	105	53	Pitești	481	80
13	Botoșani	745	105	54	Ploiești	472	80
14	Brăila	511	85	55	Predeal	831	110
15	Brașov	571	90	56	Reșița	369	65
16	București	547	90	57	R. Vîlcea	438	75
17	Buzău	492	80	58	Roman	814	105
18	Calafat	460	75	59	Roșiorii de Vede	604	90
19	Călărași	490	80	60	Rucăr	618	90
20	Caracal	522	85	61	Satu Mare	481	80
21	Caransebeș	397	70	62	Sibiu	573	90
22	Ceahlău	757	105	63	Sighișoara	570	90
23	Cîmpia Turzii	650	95	64	Sinaia	597	90
24	Cîmpina	479	80	65	Sf. Gheorghe	721	100
25	Cîmpulung Moldovenesc	725	100	66	Strehaia	485	80
26	Cîmpulung-Muscel	502	80	67	Striharet	536	85
27	Cluj	631	95	68	Suceava	725	100
28	Constanța	389	70	69	Tecuci	613	90
29	Corabia	559	90	70	Timișoara	431	75
30	Craiova	512	85	71	Tîrgoviște	481	80
31	Curtea de Argeș	513	85	72	Tg. Frumos	637	95
32	Deva	419	70	73	Tg. Jiu	497	80
33	Dorohoi	764	105	74	Tg. Mureș	672	95
34	Drăgășani	500	80	75	Tg. Ocna	624	90
35	Fălticeni	656	95	76	Tulcea	594	90
36	Făgăraș	694	95	77	T. Măgurele	535	85
37	Galați	558	90	78	T. Severin	403	70
38	Gheorghieni	943	115	79	Valul lui Traian	407	70
39	Giurgiu	528	85	80	Vatra Dornei	831	110
40	Gurahonț	393	70	81	Vișeul de Sus	623	90
41	Herculane (Băi)	343	65	82	Zalău	443	75

Scanned with OKEN Scanner

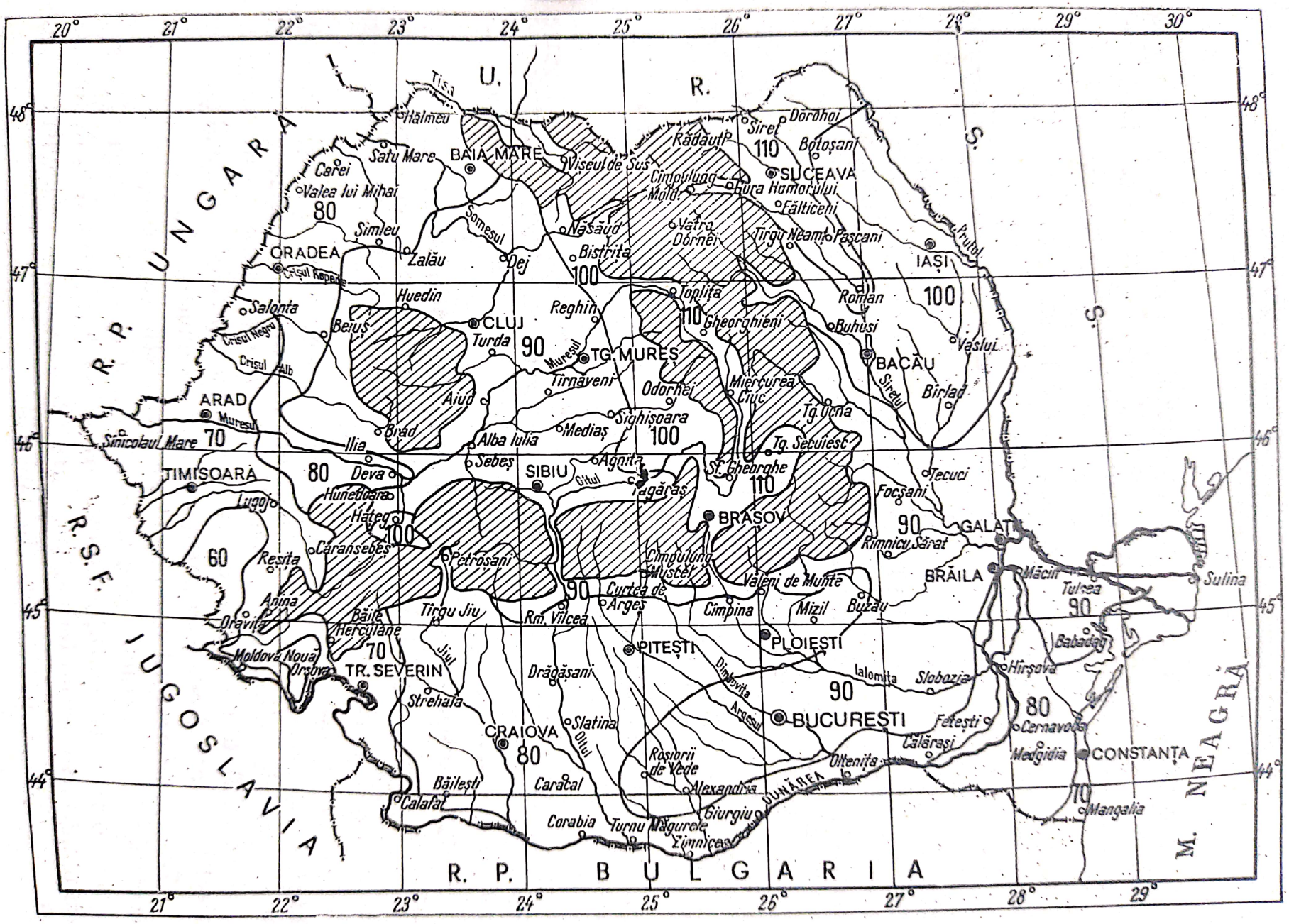


Fig. 192. Adîncimea minimă de îngheț, după STAS 6054-64, în cm.

În construcţiile obişnuite, unde grosimile elementelor de beton sînt sub 60—80 cm, principalele proprietăţi termice ale betonului sînt conductivitatea şi coeficientul de dilatare. La construcţii masive pentru fixarea tehnologiei de execuţie, temperaturii de turnare, metodelor de răcire interesează însă şi căldura de hidratare, căldura specifică şi difuzivitatea termică.

Valoarea medie acceptată pentru coeficientul de dilatare termică a betonului este 1×10^{-5}/°C. În normele canadiene se indică valoarea $1{,}07 \times 10^{-5}$/°C, iar în normele franceze Règles BA 1960 se prevăd pentru betoane cu agregate calcaroase valori sub 1×10^{-5}/°C. În normele din R.F.G. şi Elveţia se notează că coeficientul de dilatare termică al betonului depinde de natura agregatelor, putînd avea valori de la $0{,}72 \times 10^{-5}$/°C pentru agregate calcaroase la $1{,}26 \times 10^{-5}$/°C pentru agregate din cuarţit. Pentru betoane cu agregate uşoare practic coeficientul de dilatare termică al betonului este întotdeauna cu circa 25% mai mic decît cel al oţelului (luat uzual $(1 \ldots 1{,}1)\ 10^{-5}$/°C în domeniul 1...100°C).

În lucrarea [47] se specifică că coeficientul de dilatare termică al betonului variază între $(0{,}45 \ldots 1{,}45)\ 10^{-5}$/°C, în funcţie de coeficientul termic al agregatului, conţinutul de apă şi vîrstă; pentru pasta de ciment coeficientul de dilatare termică variază între $(0{,}9 \ldots 2{,}25)10^{-5}$/°C. Dar întrucît agregatele reprezintă 70—80% din volumul total ele sînt de fapt elementul esenţial în privinţa calităţilor termice ale betonului [47].

Astfel, agregatele silicioase au coeficienţi de $(0{,}82 \ldots 1{,}18)10^{-5}$/°C iar calcarul, bazaltul, granitul, gnaisul au coeficienţi de (0,22...0,82)/°C. Mai mult chiar, cristalele mineralelor au coeficienţi de dilatare diferiţi pe direcţii diferite.

Se menţionează că efectul contracţiei betonului se schematizează uneori ca acţiune pe structură într-un mod asemănător acţiunii temperaturii climatice. Astfel, în unele norme se prescrie (tabelul 72) o diferenţă de temperatură apreciată echivalentă cu efect fizic (adică scurtare) fenomenului de contracţie.

În alte prescripţii fenomenul de contracţie se apreciază printr-un coeficient de contracţie (scurtare) ale cărui valori sînt circa 1/4—1/2 din valorile coeficientului de dilatare termică a betonului, depinzînd de umiditatea atmosferică, procentul de armare al elementului respectiv, tipul structurii etc. (tabelul 73).

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 72

Variații de temperatură echivalente efectelor contracției

Nr. crt.	Țara, prescripția	t, în °C
1	Elveția, [52]	20°
2	Canada, CSA A23.3	22°
3	India, IS 4090-1967 Israel, SI 466-1964	15°
4	R.F.G., [52] Brazilia, NB-1, 1960 — cadre — arce cu $p > 0{,}5\,\%$ — arce cu $p < 0{,}5\,\%$	 15° 15° 20°

Tabelul 73

Coeficienți de contracție

Nr. crt.	Țara, prescripția	Valoarea coeficienților de contracție	Observații
1	Franța, Règles CC BA68	$(2\ldots3)\cdot10^{-4}$ $(4\ldots5)\cdot10^{-4}$	Regiuni temperate Regiuni tropicale
2	Italia, CNR UNI 10019	$(1{,}5\ldots3)\cdot10^{-4}$	Pentru umiditate normală; valorile mari pentru procente de armare mici
3	Suedia, [52]	$(1{,}5\ldots.2)10^{-4}$	Pentru betoane simple se iau valori mai mari
4	Danemarca, [52]	$4\cdot10^{-4}$	Pentru beton precomprimat
5	Olanda, [52]	$1{,}5\cdot10^{-4}$	Structuri static nedeterminate
6	R.F.G., [52]	$1{,}5\cdot10^{-4}$	Structuri static nedeterminate; înglobează și efectul curgerii lente
7	Anglia CP 116 CP 115	$5\cdot10^{-4}$ $3\cdot10^{-4}$ $2\cdot10^{-4}$	Beton prefabricat Beton pretensionat Beton posttensionat
8	India, IS 4090-1967	$1{,}5\cdot10^{-4}$	Pentru arce din beton armat

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 74

Deschiderea admisibilă a fisurilor

Nr. crt.	Autorul, prescripția	Deschiderea admisibilă a fisurilor, cm	Observații, tipul expunerii
1	STAS 8000-67	0,01	Elemente obișnuite în mediu agresiv
		0,02	Elemente obișnuite supuse intemperiilor și neprotejate
		0,03	Elemente obișnuite în celelalte cazuri
		0,01 — 0,02	Elemente supuse presiunii unui lichid sau material necoeziv
2	Brice, [152]	0,01	Severă
		0,02	Agresivă
		0,03	Normală
3	Rusch	0,02	Agresivă (apă sărată)
		0,03	Normală
4	Efsen, [152]	0,005 — 0,015	Severă — agresivă
		0,015 — 0,025	Normală (exterior)
		0,025 — 0,035	Normală (interior)
5	ACI 318-63	0,025	Exterior
		0,038	Interior
6a	S.U.A., Bureau of Public Roads		Apar întinderi numai sub sarcinile utile
		0,030	Aer
		0,025	Pămînt
		0,020	Chimicale
		0,020	Apă de mare, uscăciune și umezeală alternativ
6b			Apar întinderi și sub sarcinile permanente
		0,025	Aer
		0,020	Pămînt
		0,015	Chimicale
		0,015	Apă de mare, uscăciune și umezeală alternativ
7	Italia, CNR UNI 10019	0,03	Normală (interior)
		0,02	Normală (exterior)
		0,01	Agresivă

Scanned with OKEN Scanner

În normele franceze, Règles CC BA-68, efectele contracției se dau și sub forma produsului între coeficientul de contracție și modulul de elasticitate al betonului, și anume : între limitele 20 și 50 kgf/cm², valorile inferioare pentru zone temperate, iar cele superioare pentru zone tropicale uscate.

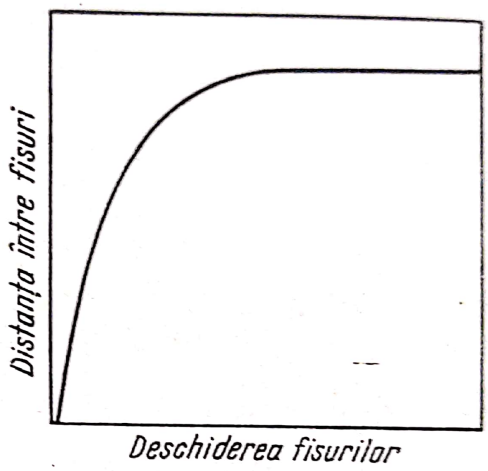


Fig. 193. Variația deschiderii fisurilor cu distanța între fisuri, după Nawy [152].

În general, verificarea efectelor contracției se face numai pentru structuri speciale : arce, rezervoare, structuri pe arii întinse fără rosturi etc.

Fisurarea betonului simplu și armat este o problemă importantă în proiectarea structurilor, legată de criteriile de exploatare normală, perfecționarea calității materialelor și tehnologiilor de execuție, a metodelor de calcul etc.

Prescripțiile de proiectare pentru structurile din beton armat conțin, în general, metode de evaluare a deschiderii și distanței dintre fisuri (fig. 193). Calculul se referă însă la elemente încovoiate, în special grinzi (eventual și plăci) ; totuși, indiferent de origine (încovoiere, temperatură etc.) limitarea deschiderii fisurilor se poate lua conform valorilor din tabelul 74.

Scanned with OKEN Scanner

BIBLIOGRAFIE

1. Academia de Construcții și Arhitectură a U.R.S.S., NIIJB, TNIISK. *Instrucțiuni pentru proiectarea acoperișurilor și planșeelor din plăci curbe subțiri din beton armat.* București, Editura Tehnică, 1963.
2. ACI Committee 442. *Response of buildings to lateral forces.* În : ACI Journal, febr. 1971.
3. ACI 214-65. *Recommended practice for evaluation of compresion test results of field concrete.* Detroit, American Concrete Institute, 1965.
4. ACI 318-63. *Building code requirements for reinforced concrete.* Detroit, American Concrete Institute, 1963.
5. ACI 347-68. *Recommended practice for concrete formwork.* Detroit, American Concrete Institute, 1968.
6. *Air Force design manual for hardened structures, prepared by N. Newmark and Haltiwanger.* U.S. Department of Commerce, 1962.
7. AISC, *Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings.* New York, American Institute of Steel Construction, 1969 edition.
8. AISI, Plastic design of braced multistory steel frames. New York, American Iron and Steel Institute, 1968.
9. Allen, D. E. *Safety factors for stress reversal.* Association Internationale des Ponts et Charpentes. Zürich, Memoires 29—II.1969.
10. *Allowable deflections.* Reported by Subcommittee 1, ACI Committee 435. În : ACI Journal, june 1968.
11. Anchor, R. D. *The application of limit state design.* În : Concrete, London, april 1968.
12. Ang, A. H., Amin, M. *Safety factors and probability in structural design.* În : Journal of the Structural Division, july 1969.
13. ASA A58, 1-1955. *American standard building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures.*
14. AS CA2—1963. *SAA code for concrete in buildings.* Standards Association of Australia.
15. AS CA1—1968. *Rules for use of steel in structures* (SAA Steel structures code). Standars Association of Australia.
16. Barstein, M. F. *Vozdeistvie vietra na vîsokie soorujenia.* Moscova, Stroitelnaia mechanica i rasciot soorujenia, 1959.
17. Barstein, M. F. *Theoretical bases for the method adopted in the U.S.S.R. for the dynamic design of tall slender structures for wind effect.* International Research Seminar, Wind effects on building and structures. Ottawa, Canada, sept. 1967. În : Proceedings, vol. 1, University of Toronto Press, 1968.
18. Bate S. C. C. *Why limit state design?* În : Concrete, march 1968, London.

Scanned with OKEN Scanner

19. Batir no 4, mai 1971. *Menuiseries situées dans les immeubles de grande hauteur ou en site exposé.* (Le pages l'assistance technique, S.O.C.O.).
20. B a i n e s, D. W. *Effects of velocity distribution on wind loads and flow patterns on buildings.* Proceedings of the Conference held at the National Physical Laborators, Teddington, juin, 1963. London, H.M.S.O., vol. 1, 1965.
21. B e a r m a n, P. W. *Some effects of turbulence on the flow around bluff bodies.* Proceedings of a Symposium on wind effects on buildings and structures, april 1968, Lougborough University of Technology.
22. B e l e ş, A. A, S o a r e, M. *Some observations on the failure of a dome of great span.* În : Space structures, edited by R. M. Davies. Blackwell Scientific Publication, Oxford and Ediburg 1967.
23. B e l e ş, A., L u n g u, D. *Conceptul de siguranţă în prescripţiile moderne pentru calculul structurilor.* Studiu M. C. Ind., 1972.
24. B e n j a m i n, J. R. *Probabilistic structural analysis and design.* În : Journal of the Structural Division, july, 1968.
25. B e n j a m i n, J. R., L i n d, N. C. *A probabilistic basis for a deterministic code.* În : ACI Journal, nov. 1969.
26. B l a s i u s, H. *Grenzschichten in flüssigkeiten mit kleiner reibung.* În : J. Math. Physik vol. LVI, 1908.
27. B o r g e s, J. F., C a s t a n h e t a, M. *Structural Safety.* Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1971.
28. B o r g e s, J. F. *Dynamic loads (in particular wind and earthquakes loads).* Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering. În : Proceedings, vol. 1, New York, 1968.
29. B o w k e r, A. H., L i b e r m a n, G. J. *Methodes statistiques de l'ingenieur.* Paris, Dunod, 1965.
30. B r e s l e r, B., L i n, T. Y. şi S c a l z i, J. B. *Design of steel structures.* Ed. 2, New York, John Wiley and Sons, 1968.
31. B. S. CP 3. Chapter V, Part. I, 1967, *Loading, dead and imposed loads. Metric units.* British Standards Institution.
32. B. S. CP 3. *Code of functional requirements of buildings.* Chapter V (1952), Loading. British Standards Institution.
33. B.S. CP 114. Part 2, 1969, *The structural use of reinforced concrete in buildings. Metric units.* British Standards Institution.
34. British Standards Institution. Unified B.S. *Code of Practice for structural concrete,* 1969.
35. B.S. 449, 1970. *The use of structural steel in buildings* (B.S. Code of Practice, CP 113). British Standards Institution.
36. B.S. CP 116. Part 2, 1969. *The structural use of precast concrete.* British Standards Institution.
37. *Cable — suspended roof — construction, State of the art.* În : Journal of the Structural Division, june, 1971.
38. C.I.R.I. ., Construction Industry Research and Information Association. *The modern design of wind — sensitive structures,* Anglia, 1971.
39. C h i u, A. N. L., S a w y e r, D. N. şi G r i n t e r, L. E., *Vibration of towers as related to wind pulses.* În : Journal of the Structural Division, oct. 1964.
40. CNR UNI 10012-67. *Ipotesi di carico sulle costruzioni,* 1967.
41. CNR UNI 10019-69. *Opere di conglomerato cementizio semplice od armato.* Istruzioni per il calcalo e l'essecuzione, 1969.
42. CNR UNI 10011-67 (2a Ed). *Construzioni di acciaio. Istruzioni per il calcalo, l'esseczuzione e la manutenzione,* 1967.
43. C o h e n, E., V e l l o z z i, J. şi T h o m, H. C. S. *Proposed American standard building code requirements for minimum design wind loads.* International Research Seminar, Wind effects on buildings and structures, Ottawa, sept. 1967. În : Proceedings, vol. I, University of Toronto Press, 1968.

Scanned with OKEN Scanner

44. *Comentary on building code requirements for reinforced concrete* (ACI 318—63). Detroit, American Concrete Institute, 1963.
45. Comité Europeen du Beton-Fédération Internationale de la Precontrainte. *Récommandations Internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en beton. Principes et Récommandations*, seconde edition, redaction juin 1970 : Sixieme Congres de la FIP, Praga.
46. Comité Europeen du Beton — Fédération Internationale de la Precontrainte. *Recommandations Internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en beton.* 1 partie : *Calcul — 1. Principes et récommandations.* 2. *Manuel d'application* (Redaction provisoire), sept. 1969. Edit. Comité Europeen du Beton.
47. *Concrete construction handbook.* Section 2 and 5. New York, Mc Graw-Hill Book Co., 1968.
48. Convention Europeene de la Construction Metallique. *Recommandations preliminaires pour la conception et la dimensionnement en sécurité des charpentes metalliques et Règles concernant la sécurité.* În : Construction Metallique 2, juin 1966.
49. Cornell C. A. *Bounds of the reliability of structural sistems.* În : Journal of the Structural Division, febr. 1967.
50. Cornell, C. A. *A probability — based structural code.* În : ACI Journal, dec. 1969.
51. Cornell, C. A., Vanmarcke, E. H. *The major influence on seismic risc.* Fourth World Conference on Earthquarke Engineering, Santiago, Chile, ian. 1969.
52. de Courcy, J. W. *Movement in concrete structures, Regional recommendations and standards for design and construction.* Part 1, 2, 3. În : Concrete, june, july, aug. 1969, London.
53. CSA Standard A23.3-1966. *Code for the design of plain or reinforced concrete structures.* Canadian Standards Association.
54. Davenport, A. G. *Wind loading on tall buildings.* Sympossium on wind effects on high-rise buildings. Evanston, Illinois, U.S.A., march, 1970.
55. Davenport, A. G. *The dependence of wind loads on meteorological parameters.* International Research Seminar, Wind effects on buildings and structures, Ottawa, Canada, sept. 1967. În : Proceedings vol. 1, University of Toronto Press, 1968.
56. Davenport, A. G. *The relationship of wind structure to wind loading. Wind effects on building and structures.* Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington juin 1963, vol. 1, London, H.M.S.O., 1965.
57. Davenport, A. G. *The application of statistical concepts to the wind loading on structures.* În : Proceedings ofthe Institution of Civil Engineers, London, aug. 1961.
58. Davenport, A. G. *The buffeting of structures by gusts. Wind effects on buildings and structures.* Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington, juin 1963, vol. 2, London, H.M.S.O., 1965.
59. Davenport, A. G. *The treatment of wind loading on tall buildings.* În : Tall Buildings, London, Pergamon Press Limited, 1967.
60. Davenport, A. G. *Gust loading factors.* În : Journal of the Structural Division, june, 1967.
61. Davenport, A. G. *The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds.* În : Quart. J. Roy. Meteor. Soc., 1961, 87, no. 194.
62. Demarre, G. *Les théories statistiques des valeurs extrèmes et leur application à la détermination des surcharges climatiques extrèmes.* În : Travaux, avril 1968.
63. Dick, I. D. *Extreme value theory and earthquakes.* În : Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zeeland, jan. 1965, vol. 1
64. DIN 1055. *Lastannamen für bauten.*
65. DIN 1045. *Bauwerke aus stahlbeton*, 1959 și 1971.
66. DIN 1050. *Stahl in hochbau, berechnung und bauliche durchbildung.*
67. *Discussion of paper 5 by E. Cohen, J. Vellozi and H. C. S. Thom. Proposed american standard for minimum design wind loads, by C. N. Newberry.* International Research

Scanned with OKEN Scanner

Seminar, Wind effects on buildings and structures, Ottawa, Canada, 1967. În: Proceedings, vol. II, University of Toronto Press, 1968.
68. Dimitriev, F. *Prăbușirea construcțiilor inginerești.* Moscova, 1953.
69. Dumitriu Vîlcea, E. *Termotehnica în construcții*, București, Editura Academiei, 1971.
70. Dunham, J. W. *Design live loads in buildings.* În: Proceedings ASCE, apr. 1946.
71. Ebner, H. *Wind pressure measurements on cooling towers.* International Research Seminar, Wind effects on buildings and structures, Ottawa, Canada, 1967. În: Proceedings vol. II, University of Toronto Press, 1968.
72. Esteva, L., Rosenbluth, E. *Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes.* În: Proceedings, Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering, vol. 1, University of Chile, july 1963.
73. Ermolov, A. V. *Deformațiile unei pînze subțiri pneumatice cilindrice sub acțiunea încărcării vîntului.* În: Stroitelnaia mehanica i rasciot soorujenii, nr. 6, dec. 1969.
74. Esquillan, N. *Les effets de la neige et du vent sur le constructions et les Règles N.V.65.* În: Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, oct. 1968, nr. 250.
75. Faltus, F. *General report theme IV: Design, structural problems and constructions of steel tower — shaped structures.* În: Proceedings of the Symposium on tower — shaped structures, Bratislava, june 1966, edited by IASS Secretariat, Madrid.
76. Feld, J. *Construction failures.* New York, John Wiley and Sons, 1966.
77. Freudenthal, A. M. I) *Critical opparaisal of safety criteria and their basic concepts.* II) *Combination of the theories of elasticity, plasticity and viscosity in studying the safety of structures.* Eighth Congress, International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, sept. 1968. În: Proceedings, vol. I.
78. Freudenthal, A. M., Garrelts, J. M. și Shinozuka, M. *The analysis of structural safety.* În: Journal of the Structural Division, febr. 1966.
79. Franck, N. *Model law and experimental techniques for determination of wind loads on buildings.* În: Proceedings of the Conference held ot the National Physical Laboratory, Teddington, juin 1963, H.M.S.O., 1965, vol. 1.
80. Fu-Kuei, Chang. *Wind and movements in tall buildings.* În: Civil Engineering, aug. 1967.
81. Fung, Y. C. *Fluctuating lift and drag acting on a cylinder in a flow at super-critical Reynolds numbers.* În: Journal of Aerospace Sciences, 1960.
82. Gent, R. *The design of frame structures considering strength, stability and deflexions.* The Institution of Civil Engineering. În: Proceedings, nov. 1962.
83. Ghiocel, D., Lungu, D. *Siguranța structurilor.* Cursuri postuniversitare. Institutul de construcții București, 1972.
84. Ghiocel, D. și alții. *Poligoane de șantier pentru producerea panourilor mari de clădiri de locuit.* În: Bul. științific al I.C.B. nr. 4, 1970.
85. Ghiocel D. *Clădiri feroviare.* București, Editura Didactică și Pedagogică, 1962.
86. Ghiocel, D. *Acțiunea variațiilor de temperatură la rezervoare pentru lichide.* Sesiunea de comunicări științifice ICB, 1963.
87. Georgescu, St., Dumitriu-Vîlcea, E. și Bocancea, I. *Izolarea termică a clădirilor*, București, Editura Tehnică, 1961.
88. Gnedenko, B. *The theory of probability.* Moscova, Mir Publishers, 1969.
89. Gould R. W. *Wind tunnel tests on chimneys of circular section at high Reynolds numbers.* În: Proceedings of a Symposium on Wind effects on buildings and structures, april 1968. Loughorough University of Technology.
90. Mc. Guire, W. *Steel Structures.* New Jersey, Prentice Hall, Inc. 1968.
91. Gumbel, E. J. *Statistics of extremes.* New-York, Columbia University Press, 1967.
92. Gutenberg, B., Richter, C. *Seismicity of the earth.* New-York, Stechert-Hafner, 1965.

Scanned with OKEN Scanner

93. Hammond, R. *Engineering structural failures.* London, Odhams Press Limited 1956.
94. Harris, C. M., Creede, C. E. *Șocuri și vibrații.* Vol. 1 și 3. București, Editura Tehnică, 1968 și 1969.
95. Hartog, D. J. P. *Mechanical vibrations.* New-York, Mc. Graw-Hill Book Co., 1956.
96. Hasofer, A. M. *Statistical model for live floor loads.* În : Journal of the Structural Division, oct. 1968.
97. *Hennstadt, Everman. Sietz, Funktürme und Funkmaste.*
98. Hirai, A., Okauchi, I., Ito, M. și Miyata, T. *Studies on the critical wind velocity for suspension bridges.* International Research Seminar, Wind effects on building and structures. În : Proceedings vol. 1, University of Toronto Press, 1968.
99. Hogg, A. D., Edward, A. T. *The status of the conductor galoping problem in Canada.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teedington, juin 1963, London, H.M.S.O., 1965, vol. 2.
100. Housner, G. W. *Strong ground motions and Design spectrum* (cap. 4 și 5). În : Earthqnake Engineering, Robert Wiegel editor. New Jersey, Prentice Hall, 1970.
101. Horne, M. R. *The variation of mean floor load with area.* În : Engineering nr. 4448, febr. 1951.
102. Hoyer, W., Hölzel, G. *Untersuchungen über der erregungscharakter winderregter querschwingungen kreiszylindrischer im unterkriticschen Reynolds-Bereich.* Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New-York, 1968. În : Proceedings, vol. 2.
103. Housing and Home Finance Agency. *Snow load studies.* Housing research paper no. 19, 1952.
104. Iancău, A. *Contribuții privind aprecierea statistică a încărcărilor climatice.* Teză de doctorat, Institutul Politehnic Cluj, 1971.
105. Ifrim, M., Lungu, D. *Aseismic analysis and design of reinforced concrete multistoried structures with the help of story relative rigidities.* Fourth Symposium on Earthquake Engineering in Roorkee, India, sept. 1970.
106. INCERC, *Anteproiect de standard de stat „Încărcări în Construcții. Încărcări climatice"* (revizuire STAS 946—56), iulie 1970.
107. *Industrial engineering handbook,* Section 9, *Reliability.* New-York, Mc. Graw-Hill Book Co., 1963.
108. Itoh, T. *Design examples of space structures in steel*; in *Space structures edited by R. M. Davies.* Edinburg, Blackwell Scientific Publication, Oxford, 1967.
109. I. S. : 875—1964. *Code of practice for structural safety of buildings : loading standards.* Indian Standards Institution.
110. I.S. : 456—1957. *Code of practice for plain and reinforced concrete for general building construction, revised 1963,* Indian Standards Institution.
111. I.S. : 800—1962. *Code of practice for use of structural steel in general building construction.* Indian Standards Institution.
112. ISO/TC 98/ Secretariat — 30/mars 1970, Draft ISO Recommendation proposed by Technical Committee 98. *Bases for design of structures, imposed loads in residential and public buildings.*
113. ISO/TC98/ Secretariat — 42/nov. 1970, Quatrième Projet de Recommandation ISO. *Classification et combinaison des actions qui chargent les constructions.*
114. Israel Standard. *Loads in buildings* : SI 414, *Wind loads* and SI 412, *Statical loads.* The Standards Institution of Israel.
115. Israel Standard. *Concrete Code* : Part A, *General principles,* 1963 ; Part B, *Structural elements,* 1964. The Standards Institution of Israel.
116. JIS 3001. *Japanese industrial standard for buildings. Structural calculations for buildings.*

Scanned with OKEN Scanner

117. Jensen, M., Franck, N. *Proposed code of practice for wind loads for Denmark.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory. Teddington, juin 1963. London, H.M.S.O., 1965, vol. 1.
118. Johns, D. J. și alții. *On the breathing modes of stiffened and unstiffened cylindrical shells and their excitation by vortex shedding.* International Association for shell Structures, Haga, 1969.
119. Johnson, C. D., Steimer, T. G. și Birkeland, H. W. *Boundaries of responsabilities in the design and construction stages.* În : ACI Journal, jan. 1971.
120. Jones, R. C., Moavenzadeh, F. *Trends in construction materials : an overview.* În : Civil Engineering, aug. 1969.
121. Julian, O. G. *Synopsis of first report of Committee on factors of safety.* În : Proceedings ASCE, 83, 1957.
122. Khan, F. *A rational method for the design of courtain walls. Symposium on wind effects on high-rise buildings.* Evanston, Illinois, U.S.A., march 1970.
123. Khan, B. R. *Tendances actuelles dans la construction des immeubles de grande hauteur à structure en beton armé et en accier.* În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Mai 1971, no 281.
124. Khan, A. *Appendix I, Current trends in concrete high-rise buildings.* În : Tall buildings, Pergamon Press Limited, London 1967.
125. Khan, F. *Effects of columns exposure in tall structures-design considerations and field observations of buildings.* În : ACI Journal, febr. 1968.
126. Koten van H. *The aerodynamic problems an towershaped structures general repart.* În : Proceedings of the Sympossium on tower-shaped structures, Bratislava, june 1966, edited by IASS Secretariat, Madrid.
127. Kolesnicova, V. N., Monin, A. S. *Spectra of Meteor-fluctuations.* În : Izv. Atmos. and Ocean. Phys. Ser. vol. 1, 1965.
128. Kuznețov, M. V., Peceneago A., N. *Acțiunea vîntului asupra construcțiilor.* În : Stroitelstvo i arhitectura nr. 1, 1970.
129. Landau, L., Lifschitz, E. *Mecanique des fluids.* Moscova, Editions Mir, 1971.
130. Lebelle, M., Brenier, M., Faure, M. și Coloni, M. *Quarantième anniversaire du Bureau Securitas.* În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, oct. 1970, no 274.
131. Leonhardt F. *Qu'en est l'art de construire des tours en beton armé.* În : Construction, juillet-août et nov. 1968.
132. Leonhardt, B. *Über die kunst des bewehrens von stahlbetontragwerken.* În : Beton und Stahlbetonbau no. 8, 9, 1965.
133. Leonhardt, F. *Entwicklung aerodynamisch stabiler Hängebrücken.* În : Die Bautechnik 10/1968, 11/1968.
134. Lind, M. C. *Consistent partial safety factors.* În : Journal of the Structural Division, june 1971.
135. Lisak, V. *Calculul la vînt al construcțiilor cu un număr mare de niveluri.* În : Jilișcinoe stroitelstvo, nr. 3, 1968.
136. *Load factors.* Raport by the International Council for Building Research. În : ACI Journal nov. 1958.
137. Longwell, P. *Mechanics of fluid flow.* New-York, Mc. Graw-Hill Book Co., 1965.
138. Lynn S. Beedle, Le-Wu-Lu, Lee Chong Lim. *Recent developments in plastic design practice.* În : Journal of the Structural Division, sept. 1969.
139. Lungu, D. *Încărcări în construcții. Analiza comparată a valorilor pentru proiectare conținute în standardele din 10 țări.* Sesiunea de comunicări științifice, Facultatea de Construcții, ian. 1971.

Scanned with OKEN Scanner

140. Manuzio, C., Zeller, E. *Structure du vent et effets sur un batiment a étages*, În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, febr. 1971. no. 278.
141. Mason, J. *British standard code of practice for loading : wind loads.* În : The Structural Engineer, oct. 1969.
142. Mateescu, C. *Contribuție la studiul aglomerării de zăpadă pe construcții sub acțiunea viscolului.* În : Studii și cercetări de mecanică aplicată, Tom 19, nr. 3, 1965.
143. Mateescu, C., Negoiță, Al. *Recherches roumaines concernant la surcharge de neige.* În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, juillet-août, 1969, no. 259—260.
144. Mitropolski, A. K. *Tehnica staticeskih vîcislenii.* Moscova, Izdatelistvo Nauka. Glavnaia redakția fizico-matematicescoi literaturî, 1971.
145. Mc. Kaig, T. H. *Building failures, case studies in construction and design.* New York, Mc. Graw Hill Book Co., 1963.
146. Ministerul Construcțiilor Industriale. *Normativ de calcul a elementelor de beton armat*, P 58—70. În : Buletinul Construcțiilor nr. 10, 1970.
147. Mitchell, G. R., Woodgate, R. W. *Floor loads in office buildings, result of a survey.* În : Building Research Station, IC.74/69, nov. 1969.
148. Murakami, E., Okubo, T. *Wind resistand design of a cable — stayed girder bridge.* Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
149. Murashev, V., Sigalov, E. și Baicov. *Design of reinforced concrete structures.* Moscova, Mir Publishers, 1968.
150. Nakagawa, K. *An experimental study of acrodynamic devices for reducing wind-induced oscillatory tendencies of stacks.* Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington, juin 1963, London, H.M.S.O., 1965.
151. Nakagawa, K. și alții. *An experimental investigation of aerodynamic instability of circular cylinders at supercritical Reynolds numbers.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Tedington, juin 1963. London, H.M.S.O., 1965.
152. Nawy, E. G. *Crack control in reinforced concrete structures.* În : ACI Journal, oct. 1968.
153. NB—1, Associacao Brasileira de Normas Tecnicas, *Calculo e execucao de obras de concreto armado.* Norma Brasileira, 1960.
154. NBN 460. *Action du vent sur les constructions.* Institut Belge de Normalisation.
155. Negoiță, Al., Iancău, V. *Contribuții privind aspectele probabiliste ale încărcărilor climatice și siguranța construcțiilor.* În : Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, Tom 29, nr. 4, 1970.
156. Nikitin, M. V. *The design of 533 m Tower.* Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
157. *New code of practice for wind loads and its implications for the structural design codes.* În : The Structural Engineer, febr. 1971.
158. Newmark, N. M., Hall, J. W. *Dynamic behaviour of reinforced and prestressed concrete buildings under horizontal forces and the design of joints (incl. wind, earthquake and blast effects).* Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New-York, 1968.
159. New Zeeland Standard. *Modern building by law*, Chapter 8, *Basic design loads*, dec. 1965 (NZSS 1900). New Zeeland Standards Institute.
160. NF.P06—001. 1950. *Charges permanentes et surcharges a admettre dans les constructions.*

Scanned with OKEN Scanner

161. Norma Espanola, MV 101, 1962. *Acciones en la edificacion.* Pampelune, 1963.
162. N o v a k, M. *The wind-induced lateral vibration of circular guyed masts.* Proceedings of the Symposium on Tower-Shaped Structures, Bratislava, june 1966, edited by IASS Secretariat, Madrid.
163. N o v a k, M. *The wind-induced vibrations of large cylindrical structures.* Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
164. ONÖRM—B4000. *Berechnung und ausführung der Tragwerke.*
165. O z k e r, M. S., S m i t h, J. O. *Factors influencing the dynamic behaviour of tall stacks under the action of wind.* În : Transactions of the ASME, aug. 1956.
166. P a i, S. *Viscous flow theory.* Princeton, Van Nostrand Co., 1957.
167. P a n o f s k i, H. A., M c. C o r m i c k, R. A. *The spectrum of vertical velocity near the surface.* În : Quart J. Roy. Meteor. Soc., 1960.86.
168. P a o, R. *Fluid dynamics.* Columbus, Ohio, Ch. E. Merrill Books Inc., 1966.
169. P a r k i n s o n, G. V. *Aeroelastic galloping in one degree of freedom sistems.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington juin 1963. London, H.M.S.O., 1965.
170. P f e f f e r m a n n, O. *Les fissures dans les constructions consequence de phenomènes physiques naturels.* În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, oct. 1968, no. 250.
171. P o p e s c u, H. *Sarcini din zăpadă la construcțiile din R.P.R.* și *Sarcini meteorice în construcții.* În : Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, febr. 1961 și nov. 1962.
172. P o p p, T., C i o r ă n e s c u, I. *Considerații privind acțiunea vîntului asupra construcțiilor înalte.* În : Studii și cercetări de Mecanică Aplicată 1, Tom. 29, 1970.
173. P r i s, R. *Études aerodynamiques.* În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics no. 134 (febr. 1959), no. 137 (mai 1959), no. 155 (nov. 1960), no. 163—164 (juillet-août 1961), no. 170 (febr. 1962), no. 181 (janv. 1963), no. 186 (juin 1963), no. 202, oct. 1964, no. 226 (oct. 1966), no. 240 (dec. 1967).
174. P r i s, R. *Determination de l'action d'un vent turbulent sur les batiments et constructions.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory Teddington, 1963, Wind effects on building and structures. London, H.M.S.O., London, 1965.
175. *Proposed revision of* ACI 318-63, *Building code requirements for reinforced concrete.* În : ACI Journal, febr. 1970 and Discussion of a report by ACI Committee 318 : Proposed revision of ACI 318-63. În : ACI Journal sept. 1970.
176. P u g s l e y, A. *The safety of structures.* London, Edward Arnold Publishers Ltd. 1966.
177. *Prescripții de proiectare pentru construcții.* Vol. 1, 2, 3 (Colecție STAS). Biblioteca Standardizării. Seria Tehnică A, nr. 70. București, Editura Tehnică, 1970.
178. R e e d, W. H. *Hanging-chain impact dampers : a simple method for damping tall flexible structures.* International Research Seminar, Wind effects on building and structures, Ottawa, Canada, sept. 1967. În : Proceedings, University of Toronto Press, 1968.
179. Règles NV 65. *Règles definissant les effets de la neige et du vent sur les constructions.* Societe de Diffusion des Techniques du Batiment et des Travaux Publics, Paris, nov. 1965.
180. Règles NV 65, revisées 1967 et Annexes. *Règles definissant les effets de la neige et du vent sur les constructions.* Société de Difusion des Techniques du Batiment et des Travaux Publics, Paris, janv. 1968.
181. Règles CC BA 68. *Règles technique de conception et le calcul des ouvrages et constructions en beton armé.* Société de Diffusion des Techniques du Batiment et des Travaux Publics, Paris, mai 1968.

Scanned with OKEN Scanner

182. Règles BA 1960. *Règles pour le calcul et l'execution des constructions en beton armé.* La Documentation Tehnique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, 1961.
183. Règles CM 66. *Règles de calcul des constructions en acier.* Etablies par l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics et le Centre Technique Industriel de la Construction Metallique. Société de Diffusion des Techniques du Batiment et des Travaux Publics, Paris, dec. 1966.
184. *Regulamento de solicitacoes em edificios e pontes.* Imprensa national de Lisboa, nov. 1961.
185. *Report an structural safety.* În : Journal of the Institution of Structural Engineers, 1955, London.
186. Richardson, A. S., Martuccelli, J. R. și Price, W. S. *Research study on galloping of electric power transmission lines.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington, juin 1963. H.M.S.O., 1965, vol. 2.
187. Robertson L. E., Chen P. W., *Application to design on wind effects.* International Research Seminar, Wind effects on buildings and structures, Ottawa, Canada sept. 1967. În : Proceedings vol. 1, University of Toronto Press, 1968.
188. Robertson, L. E. *Appendix II, On tall buildings.* În : Tall buildings, London, Pergamon Press Limited, 1967.
189. Rocard, Y. *Instabilité des ponts suspendus dans le vent. Expérience sur modèle réduit.* Wind effects on buildings and structures. În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington, juin 1963, Wind effects on buildings and structures. În : Proceedings, London, H.M.S.O., 1965.
190. Sandi, H. *Contribuții la teoria dimensionării structurilor.* Teză de doctorat. Institutul de Construcții, București, 1966.
191. Sandi, H. *Asupra siguranței structurilor supuse încărcărilor temporare.* În : Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată nr. 5, Tom 23, 1966.
192. Schlaich, J. *Beitrag zur frage der wirkung von windlasten auf Bauwerke.* În : Der Bauingenieur nr. 3, 1966.
193. Schlichting, H. *Boundary layer theory.* New York, Mc. Graw-Hill Book Co, 1960.
194. Scruton, C. *Brief review of wind effects on buildings and structures.* În : Journal of the Royal Aeronautical Society, may 1966.
195. Scruton, C. *On the wind — excited oscilation of stacks, towers and masts.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, juin 1963. London, H.M.S.O., 1965, vol. 1.
196. Seelye, E. E. *Date book for civil engineers.* Vol. 1, *Design.* New York, John Wiley and Sons, 1960.
197. Selberg, A. *Aerodynamic effects on suspension bridges.* În : Proceedings of the Conference held ot the National Physical Laboratory, Teddington, june 1963. London H.M.S.O., 1965.
198. Sexmith, R. G., Nelson, M. F. *Limitations in application of probabilistic concepts.* În : ACI Journal oct. 1969.
199. Sfintesco, D., Zeller, E., Mackey, S. *Effets du vent sur les batiments elevés.* În : Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux publics, sept. 1971, no. 285.
200. Sfintesco, D. *Recent trends in european regulations for the design of steel structures.* În : Proceedings of the Conference of Structural Steelwork, London, sept. 1966.
201. Shah, H. C. *The rational probabilistic code format.* În : ACI Journal, sept. 1969.
202. Shellard, H. C. *The estimation of design wind speeds. Wind effects an building and structures.* În : Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, Teddington juin 1963. London, H.M.S.O., 1965.

Scanned with OKEN Scanner

203. SIA no. 160. *Normes pour les charges la mise en service et la surveillance des constructions.* Société Suisse des Ingenieurs et des Arhitectes, 1956.
204. Siemens. *Memoratorul inginerului electrian,* Bucureşti, Editura tehnică, 1971.
205. Sofronie, R. *Stabilitatea dinamică a acoperişurilor pe cable.* Teză de doctorat, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1969.
206. Streleţki N. S. *Osnovî staticescovo uciota koeffiţienta zapasa procinosti soorujenia.* Moscova, Stroizdat, 1947.
207. Steinman, D. *Mackinac Bridge designed for complete aerodynamic stability.* În : Civil Engineering, May 1956.
208. Stroitelnîie normî i pravila. *Nagruzki i vozdeistvia normu proiectirovania.* SNIP, II—A, 11-62. Moscova, 1962.
209. *Structural engineering handbook,* editat de E. H. Gaylord and Ch. M. Gaylord, Section 19. New York, Mc Graw-Hill Book Coi, 1968.
210. Stoica, C., Cristea, N. *Meteorologie generală,* ed. II. Bucureşti, Editura tehnică, 1971.
211. *Tehniceskie uslovia rasciota vîsokih soorujenii na vietrovoiu nagruzku* SN-40-58, Moscova, 1959.
212. Thom, H. C. S. *New distribution of extreme winds in the United States.* În : Journal of the Structural Division, july, 1968.
213. Thom, H. C. S. *Toward a universal climatological extreme wind distribution.* International Research Seminar, Wind effects on buildings and structures, Ottawa, Canada, sept. 1967. În : Proceedings vol. 1, University of Toronto Press, 1968.
214. Thom, H. C. S. *Distribution of extreme winds in the United States.* În : Journal of the Structural Division, apr. 1960.
215. Tsuboi Y., Kawaguchi M. *The Analysis and design of a suspension of structure.* În : Space structures, editat de R. M. Davies. Blackwell Scientific Publication, Oxford and Edinburg, 1967.
216. Tsuboi, Y. *Large span shell structures in Japan. Large span shells.* În : Proceedings of the IASS Congress on the problems of interdependence betwen design and erection of shells for large-span industrial and public buildings. U.S.S.R., Leningrad, sept. 1966, vol. I, ISINIS, Moscova, 1968.
217. *Ultimate load design of concrete structures.* În : Journal of the Institution of Civil Engineers, febr. 1962, London.
218. UNE 24003. *Sobrecargas minimas para el calculo de estructuras de edificios y de sus piezas.*
219. *Uniform Building Code.* 1967 edition. International Conference of Building Officials, Los Angeles (U.B.C., 1967).
220. Vandeghen, A., Alexandre, M. *Vibrations des grandes cheminees en acier sous l'action du vent.* Belgique, 1967.
221. Van der Hoven. *Power spectrum of horizontal speed in the frequency range from 0,0007 to 900 cycles per hour.* În : J. Meteor., 1957, 14.
222. Von Karman. *Über laminare und turbulente reibung.* În : Z. augen Math. Mech., vol. I (1921).
223. Waller, R. A. *The design of tall structures.* The Institution of Civil Engineers, London. În : Proceedings, febr. 1971.
224. Walshe, D. E., Wootton, L. R. *Preventing wind-induced oscillations of structures of circular section.* The Institution of Civil Engineers, London. În : Proceedings, sept. 1970.
225. Walshe, D. E. J. *The use of models to predict the oscillatory behaviour of suspension bridges in wind.* În : Proceedings of the Institution of Civil Ingineers, London, 1969.
226. *Wind forces on structures.* În : Journal of the Structural Division, july 1958.

Scanned with OKEN Scanner

227. *Wind forces on structures.* Final report of task commitee on wino forces of the committee on loads and stresses. În: Transactions ASGE, vol. 126, Part. II, 1961.
228. W o o t t o n, L. R. *Oscillations of mndel circular stacks due to vortex shedding at Reynolds number from* 10^5 *to* 3×10^6. N.P.L. Raport 1267, Teddington, may 1969.
229. W o o t t o n, L. R. *The oscillations of large circular stocks in wind.* The Institution of Civil Engineers. În: Procedings, aug. 1969.
230. WRC—ASCE Committee. *Comentary on plastic design in steel.* În: ASCE Manual nr. 41, 1961.
231. Y u l e, G. U., K e n d a l M. C., *Introducere în istoria statisticii.* București, Editura Științifică, 1969.
232. Z e l t i n, L. *Suspension structures.* Section 22. În: Structural Engineering Handbook, editat de Ch. Gaylord și E. Gaylord, New York, Mc. Graw Hill Book Co., 1968.
233. Z u r a n s k i, J. *Sarcina dată de vînt la elementele de construcții* (trad. din l. poloneză). C.D.C.A.S., 1970.

Scanned with OKEN Scanner